



TITLE:

木造建物の被害経験に基づき耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

森井, 雄史

CITATION:

森井, 雄史. 木造建物の被害経験に基づき耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法に関する研究. 京都大学, 2005, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2005-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k11515>

RIGHT:

木造建物の被害経験に基づき耐震性能を考慮した
地震時損傷度予測手法に関する研究

森 井 雄 史

木造建物の被害経験に基づき耐震性能を考慮した
地震時損傷度予測手法に関する研究

2005 年 3 月

森 井 雄 史

目次

第1章 序論

1.1	研究の背景	- 1.1 -
1.2	既往の研究	- 1.3 -
1.2.1	木造建物被害の分類	- 1.3 -
1.2.2	地震被害経験に基づいた地震時損傷度予測手法	- 1.5 -
1.2.3	応答解析を用いた地震時損傷度予測手法	- 1.11 -
1.3	研究の目的と構成	- 1.14 -
	第1章の参考文献	- 1.16 -

第2章 地盤と木造建物の簡略的応答評価手法の構築

2.1	概要	- 2.1 -
2.2	簡略的応答評価手法の概要	- 2.1 -
2.3	地表面の加速度応答スペクトル	- 2.2 -
2.3.1	解放基盤面の加速度応答スペクトル S_{ab}	- 2.2 -
2.3.2	表層地盤の地震動増幅率 G_s	- 2.3 -
2.3.3	地表面の加速度応答スペクトル S_{as} の評価	- 2.5 -
2.4	木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes}	- 2.6 -
2.5	周波数応答解析との比較	- 2.8 -
2.6	第2章のまとめ	- 2.9 -
	第2章の参考文献	- 2.9 -

第3章 簡略的応答評価手法を用いた木造建物被害要因の定性的分析

3.1	概要	- 3.1 -
3.2	表層地盤の地震動増幅特性	- 3.1 -
3.2.1	表層地盤の非線形性の影響	- 3.1 -
3.2.2	解放基盤面露頭波の影響(特に、1次固有周期の変化)	- 3.2 -

3.3	木造建物の応答および被害への影響評価	- 3.6 -
3.3.1	S波速度 V_{s0} とインピーダンス α_0 の影響	- 3.6 -
3.3.2	1次固有周期 T_{s0} と卓越振動数に対応した指標 A/V の影響	- 3.7 -
3.3.3	最大速度 V や地盤物性の影響	- 3.8 -
3.3.4	建物被害への影響度のまとめ	- 3.9 -
3.4	近年の地震被害の考察	- 3.10 -
3.4.1	観測記録から見た地震動特性 (PGA/PGV、PGV、 S_{as})	- 3.10 -
3.4.2	兵庫県南部地震の被害	- 3.11 -
3.4.3	芸予地震の被害	- 3.11 -
3.4.4	鳥取県西部地震の被害	- 3.11 -
3.5	兵庫県南部地震における京都市の木造建物被害	- 3.13 -
3.5.1	地震動強さ指標の性質	- 3.13 -
3.5.2	地震動増幅特性	- 3.16 -
3.5.3	地震動特性と木造建物被害	- 3.22 -
3.5.4	表層地盤の違いによる木造建物応答への影響	- 3.24 -
3.6	第3章のまとめ	- 3.26 -
	第3章の参考文献	- 3.27 -

第4章 2001年芸予地震における三原市の木造建物被害の分析

4.1	概要	- 4.1 -
4.2	木造建物被害の概要	- 4.1 -
4.3	せん断波速度構造の推定	- 4.3 -
4.3.1	常時微動計測(地盤の卓越振動数)	- 4.3 -
4.3.2	表面波探査とアレイ微動計測	- 4.3 -
4.3.3	せん断波速度構造	- 4.5 -
4.4	南北断面の地震動推定	- 4.6 -
4.4.1	解析モデル	- 4.6 -
4.4.2	地震動推定結果	- 4.8 -
4.5	木造建物の地震被害と最大応答変形角	- 4.11 -
4.5.1	木造建物の性能等価加速度応答スペクトル	- 4.11 -
4.5.2	木造建物の最大応答変形角	- 4.11 -
4.5.3	木造建物に比較的小さな構造被害が発生する条件	- 4.13 -
4.6	第4章のまとめ	- 4.14 -
	第4章の参考文献	- 4.15 -

第5章 2000年鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害の分析

5.1	概要	- 5.1 -
5.2	木造建物被害と最大地動速度	- 5.2 -
5.3	地震動特性の分析	- 5.2 -
5.3.1	表層地盤の卓越周期と木造建物被害との関係	- 5.2 -
5.3.2	表層地盤のせん断波速度構造	- 5.5 -
5.3.3	表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答に及ぼす影響	- 5.9 -
5.3.4	日野町における地震動特性の解釈	- 5.12 -
5.4	被災木造建物の耐震性能と建物被害の評価	- 5.14 -
5.4.1	限界耐力計算に基づく耐震性能と建物応答の評価	- 5.14 -
5.4.2	被災木造建物の耐震性能	- 5.16 -
5.4.3	推定最大応答変形角と建物被害との対応関係	- 5.18 -
5.5	第5章のまとめ	- 5.22 -
	第5章の参考文献	- 5.23 -

第6章 木造建物の耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法の構築

6.1	概要	- 6.1 -
6.2	個別木造建物の地震損傷度予測手法	- 6.2 -
6.2.1	個別木造建物の地震損傷度予測手法の概要	- 6.2 -
6.2.2	限界耐力計算に基づいた耐震性能評価	- 6.2 -
6.2.3	木造建物の最大応答変形角の評価	- 6.3 -
6.2.4	想定地震動に対する期待損傷度の予測	- 6.4 -
6.3	木造建物群の地震被害予測手法	- 6.5 -
6.3.1	木造建物群の地震被害予測手法の概要	- 6.5 -
6.3.2	簡略的な限界耐力計算に基づく耐震性能評価	- 6.6 -
6.3.3	木造建物群の地震被害率の予測	- 6.8 -
6.4	最大応答変形角と建物被害との関係	- 6.12 -
6.4.1	建物被害の分類	- 6.12 -
6.4.2	既往の実験結果に基づく最大応答変形角と建物被害との関係	- 6.12 -
6.4.3	被害経験に基づく最大応答変形角と建物被害との関係	- 6.13 -
6.4.4	損傷確率曲線の設定	- 6.14 -
6.5	木造建物群の地震被害予測	- 6.18 -
6.5.1	鳥取県西部地震における江府町の地震被害予測	- 6.18 -
6.5.2	鳥取県西部地震における日南町の地震被害予測	- 6.18 -

6.6 個別木造建物の地震損傷度予測	- 6.20 -
6.6.1 鳥取県西部地震における被災木造建物の地震損傷度予測	- 6.20 -
6.6.2 京都市における個別木造建物の地震損傷度予測	- 6.22 -
6.7 第6章のまとめ	- 6.26 -
第6章の参考文献	- 6.27 -
第7章 結論	
7.1 本論文のまとめ	- 7.1 -
7.2 今後の課題	- 7.3 -
発表論文一覧	- 8.1 -
謝辞	- 8.5 -

第1章 序論

1.1 研究の背景

建築物はこれまで地震によって、多大な被害を被ってきた。特に、1995年兵庫県南部地震では、6000人以上の人命が失われ、20万棟以上の建築物が全半壊となり、建築物の耐震性能や都市における地震防災能力が問われる結果となった。1995年兵庫県南部地震後には、全国の都道府県で地震被害想定が行われている。かねてより巨大地震の発生が危惧されていた東京都、静岡県、宮城県などの自治体でも、過去の地震被害想定の見直し、改善が行われている。現在の地震被害想定では建築物の地震被害だけでなく、人的被害、ライフライン、火災、交通被害などの地域的な地震被害を把握することを目的としており、地域の防災対策を考えていく上では重要である。そして、多くの自治体では、地震被害想定結果を地震危険度マップとして住民に配布することやWeb上での公開を行い、地域住民に対して地震防災への意識や建築物の耐震性に関心を促す試みも行われている。

しかし、近年でも、2000年鳥取県西部地震、2001年芸予地震、2003年7月26日宮城県北部の地震、2004年新潟県中越地震など、建築物被害だけでなく人的被害も生じた地震が数多く発生している。現在の地震被害想定では、建築物の地震被害低減や建築物の耐震性能の向上に繋がっているとは必ずしも言えない。つまり、個別建築物に対する地震被害を予測しているわけではなく、地域的な建築物の地震被害予測結果だけでは、個別建築物の所有者である住民にとっては地震被害の現実性がなく、地震被害予測結果が他人事のように思われることも一因であると考えられる。

個別建築物の耐震性能を向上させる事が都市や地域の地震防災能力の向上も含めて、建築物の地震被害低減の一つの方法であると言えよう。現在では、建築物の耐震診断を無料で実施する制度や耐震補強に対して補助金を支給する制度も始まっており、既存建築物の耐震性能を向上させやすい環境づくりも行われている。しかし、耐震補強の費用は高額であり、補助金だけでは耐震補強を行うことができないため、所有者である住民の意向が反映される。また、現在良く用いられている一般診断法や精密診断法などの耐震診断では、建築基準法で定められている大地震動における倒壊の可能性について診断されるが、診断結果が曖昧な表現のため耐震補強や改修の効果も見えにくい上に、住民に対する説明不足の部分が多く、わかりにくい可能性もある。そのため、建築物の地震被害を精度良く予測し、建築物の地震被害を地震リスクとして評価することも耐震補強への動機付けを行うためには必要と言えよう。

一方、建築物の地震被害は建築物の耐震性能はもとより、表層地盤への入射地震動特性や表層地盤の地震動増幅特性によっても被害傾向は異なる。つまり、地震時における建築

物の被害予測を行う上では、盆地端部のエッジ効果や表層地盤の非線形増幅効果などを含めて、地震動増幅特性を把握しておくことも重要となる。現在では、反射屈折法、重力探査法、微動アレイ計測などの深部地下構造調査が行われており、地盤構造の基盤深さや基盤形状、堆積地盤構造が明らかになりつつある。そして、防災科学研究所のK-NET、KiK-netや気象庁等によって、高密度に強震計が配備された事によって、地域の地震動特性についても分析可能となり、観測事実が強震動予測にも反映されている。しかし、建築物の被害要因である入射地震動、表層地盤の地震動増幅特性、建築物の耐震性能が応答・被害にどのように影響を及ぼすか、もしくはその影響度について、地震被害も含めて総合的な観点から十分な検討は行われていない。

建築物の耐震性能によっても建物被害は大きく異なることから、建築物の耐震性能に応じて建物被害が発生する条件(地震動強さ、建築物の最大応答変形角等)を定量的に把握しておく事は、都市の防災対策を考える上で、あるいは木造建物の耐震補強や性能設計を行う上でも重要である。特に、木造建物はその構造特性(構法)や地域性によっても耐震性能が大きく変化することは従来から指摘されている。木構造の分野では、実在木造建物の静的加力実験や2階建て木造建物および土壁や筋交い等の耐震要素の実大振動実験などが行われており、これらの研究成果は、木造建物の損傷状態と応答変形量との対応関係を評価する上では貴重な研究成果である。そして、過去の被害地震における建築物被害に基づいた地震動強さと建物被害との関係についても多くの論文で分析されており、その結果得られた地震動強さと建物被害率との関係は、都市の地震被害想定などに用いられている。さらに、1995年兵庫県南部地震以降、高密度に強震計が配備された事によって、地震動が高精度で評価可能となり、木造建物の建物被害に合わせた地震動強さについても観測事実に基づいて定量的な評価が可能となってきたが、木造建物の実験結果と過去の被害地震との整合性について十分に検討されているわけではない。また、過去の被害地震における木造建物被害について、木造建物の耐震性能や構造特性を評価し、地震動強さと建物応答との関係や建物応答と建物被害との関係などの定量的な分析が行われている例はあまりなく、過去の被害地震について十分に解釈できているわけではない。

木造建物の既往の実験結果と地震被害経験に基づいて建物応答と建物被害との関係を定量的に評価し、既存木造建物の耐震性能を考慮した地震被害予測手法を構築していくことは、木造建物の地震被害低減のための耐震補強や性能設計を考える上でも重要であると言える。

1.2 既往の研究

現在では、全国の都道府県において地震被害低減を目的とした地震被害想定が実施され^{1.1)}、それに伴う研究は、建築学だけでなく地震学や地震工学をはじめとして、多岐の分野で行われている。建築物の地震被害予測・地震損傷度予測を行う上では、想定断層からの強震動特性つまりは建築物への入力地震動特性も重要となるが、その推定方法については扱わない。本論文では、想定断層からの強震動特性(想定地震動)は得られるものとして扱い、木造建物を対象とした地震時損傷度予測手法の構築を目的に研究を行う。なお、木造建物の地震被害予測を行う上では、地震動による建物被害の他に液状化現象などの地盤変状などによっても建物被害は発生するが、地震動による被害のみを考慮する。以下では、本論文の目的を明確にするために、木造建物を主とする地震被害予測手法(地震時損傷度予測手法)に関する既往の研究について示す。

まず、1.2.1では木造建物の建物被害の分類について示す。建物被害の分類は損傷度予測結果を明確にする上で重要となるが、その使用目的によって数多く示されている。次に、木造建物の地震時損傷度予測手法について示す。木造建物の地震被害予測手法は大きく分類すると、1)過去の地震被害経験に基づく予測手法、2)応答解析に基づく予測手法の2つが上げられる。1.2.2では、過去の地震被害経験に基づく地震時損傷度予測手法として、木造建物の被害率曲線に関する研究を中心に既往の研究について示す。そして、1.2.3では、応答解析に基づく地震時損傷度予測手法に関する既往の研究について示す。

1.2.1 木造建物被害の分類

ここでは、木造建物の地震被害予測を行う上で最終的に示される建物被害の分類について示す。木造建物の建物被害については、使用目的によってその指標が異なり、様々な機関によって定義されている。

まず、罹災証明に用いられている全壊、半壊、一部損壊が代表的なものと言えよう。各建物被害の定義は「全壊：住宅が滅失したもの、あるいは補修しても家屋として使用することが困難なもの(損害の程度が50%以上のもの)」、「半壊：損壊が甚だしいが補修すれば家屋として再使用できる程度のもの(損害の程度が20%以上50%未満のもの)」、「一部損壊：損壊が局所的なもので、補修を要する程度のもの(損害の程度が20%未満のもの)」となる。これは、1995年の兵庫県南部地震で神戸市による自治体調査^{1.2)}で用いられた建物被害の判定基準であり、概ね1968年に内閣総理大臣官房審議室長から通知された災害の被害認定統一基準(総審第115号)に示された判定基準に一部損壊が加えられたものである。ただし、建物全体の被害割合の具体的な算定方法は自治体によって多少異なっていることは、村尾・山崎^{1.3)}によって指摘されている。さらに、同じ建物被害の判定基準であっても、全体的な地震被害の規模によっても差が見られることが指摘されている^{1.4)}。

最近では、内閣府から「災害に係わる住宅等の被害認定基準指針」^{1.5)}が公表されている。

近年の住宅構造、形態、仕様の変化に着目し、居住するための基本的機能を維持するために必要な構造要素で再整理され、住家の被害認定基準の見直しが行われている。被害認定のための調査方法は原則として住家の外観目視による調査とし、住家の建物被害は被災住家の部位別損害割合の合計によって判定される。住家の傾斜も被害とし、木造・プレハブ家屋の場合には、 $1/20\text{rad}$ 以上は全壊、 $1/60\text{rad}$ 以上 $1/20\text{rad}$ 未满是損害割合を15%として部位別損害割合による判定を行い、 $1/60\text{rad}$ 未满是傾斜による判定は行わず部位別損害割合によって判定を行うとしている。

日本建築学会木構造分科会^{1.6)}が提案している建物被害の判定基準では、木造建物の構造的な被害に基づいており、倒壊、大破、中破、小破、被害軽微、無被害の6段階で示されている。各建物被害は以下のように定義される。「倒壊：屋根・壁・床等の破損が全面にわたり、建物の変形が著しい。周辺地盤の崩壊により、建物の変形が著しい。」「大破：大部分の壁・垂れ壁が破損し、内外装材がほとんど脱落している。筋交いが破損し、柱・はりに割れが生じ、床が破損している。」「中破：大部分の壁・垂れ壁・腰壁にひび割れが生じ、一部が脱落している。大部分の屋根がわらが破損している。基礎のひび割れが著しい。」「小破：大部分のれんがおよび一部の屋根がわらが破損している。一部の壁にひび割れが生じている。一部の壁仕上げ材が脱落している。基礎の一部にひび割れが生じている。」「被害軽微：一部の屋根がわらに損傷が見られる。一部の垂れ壁・腰壁・仕上げ材にひび割れが生じている。」「無被害：外観上被害がまったくない。」となっている。鈴木・藤原^{1.7)}によって行われた1995年兵庫県南部地震における日本建築学会近畿支部の調査でも、この建物被害の判定基準に基づいて被害調査が行われている。そして、鈴木有^{1.8)}は、調査結果から建物被害と木造建物の残留変形角とを対応付け「大破： $1/20\text{rad}$ 以上」、「中破： $1/60 \sim 1/20\text{rad}$ 」、「小破： $1/60\text{rad}$ 以下」としている。

1995年兵庫県南部地震の震災特別委員会調査による判定基準^{1.9)}では、建物の再使用が可能であるか、修理・修繕が必要であるかに基づいて「全壊または大破：再使用不可能。住める見込みは非常に少ない。」「中程度の損傷：大幅な修理で再使用可能。大幅な修理で住める可能性あり。」「軽微な損傷：軽微な損傷で使用可能。少しの修繕で住める可能性あり。」「外観上被害なし(無被害)：見た目には被害がない。」としている。日本建築防災協会^{1.10)}によってまとめられている被災度判定基準では、基礎、床組、軸組、軸組壁、仕上げ材および屋根の各部位について損傷率と損傷状況を調査し、これらの調査結果を基に建物全体の被災度を総合的に判定するものである。建物被害は破壊、大破、中破、小破、軽微として表している。地震保険の支払いのための被災度判定基準^{1.11)}では、建物と家財のそれぞれに対して示されており、全損、半損の判定基準は被害認定統一基準の全壊、半壊と概ね整合するように定められている。

建物の安全性の観点から判断される応急危険度判定^{1.12)}もある。応急危険度判定では、その後に発生する余震などによる倒壊の危険性や外壁・窓ガラスの落下、付属設備の転倒など

の危険性を判定することにより、人命にかかわる二次的災害を防止することを目的として判定され、安全、要注意、危険の3段階で判定される。

最近では、岡田・高井^{1.13)}によって建物破壊パターンといった指標も提案され、2003年7月26日宮城県北部の地震などの被害調査にも用いられている^{1.14)}。建物破壊パターンでは、建物被害を過去の被害地震における外観目視から整理し、パターン化してD0～D5で分類している。そして、その他の建物被害の指標間との対応関係についても示しており、自治体によって行われる罹災証明の建物被害^{1.2)}との対応関係は「D0：無被害」、「D1、D2：一部損壊」、「D3：半壊」、「D4、D5：全壊」となっている。そして、構造的な観点から判定される建物被害^{1.6)}との対応関係では、「D0：無被害」、「D1：軽微～小破」、「D2：小破」、「D3：中破」、「D4：中破～大破」、「D5：倒壊」となっている。しかし、鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害の調査結果では、D2とD3には殆ど違いが見られないことが指摘されている^{1.4)}。

宮腰・林他^{1.15)}は、過去の被害地震における木造建物の被災度指標(建物被害)について、建物被害程度を統一的に比較できるように、各種建物被害の対応関係を分析し、まとめている。1995年兵庫県南部地震の各被災度調査における木造建物被害の対応関係では、日本建築学会による建物被害^{1.7)}は震災特別委員会の建物被害^{1.9)}をより細かく分類したものであることを示している。また、自治体調査^{1.2)}の「全壊」は震災特別委員会の「軽微な損傷」～「中程度の損傷」に対応し、自治体調査の「一部損壊」は震災特別委員会の「外観上被害なし」に対応していることから、両調査の調査目的である建物の再使用可能と建物の財産的価値の損害との観点が異なっていることを指摘している。

以上のように、建物被害の分類方法はその使用目的によって数多く提案されている。そして、調査目的の違いによって建物被害の定義も大きく異なっている。そのため、地震被害予測や地震損傷度予測を行う場合にも、その予測結果の使用目的によって建物被害の表し方は異なり、注意する必要があると考えられる。

1.2.2 地震被害経験に基づいた地震時損傷度予測手法

過去の地震被害経験に基づいた地震時損傷度予測手法では、過去の被害事例に基づいて構築された地震動強さと建物被害との関係を表した被害率曲線がよく用いられる。想定断層面からの地震動が推定されると容易に建物被害率を求めることができる。まず、1)では、被害率曲線の基となる地震動特性と建物応答との関係についての既往の研究について示す。次に、2)では、主に1995年兵庫県南部地震で作成されている被害率曲線に関する既往の研究を示す。最後に、3)では、被害率曲線に建築物の耐震性能および地震動特性が考慮された損傷確率曲線に関する既往の研究について示す。

(1) 地震動特性と建物応答との関係

長橋・小林^{1.16)}は、地震観測記録を用いた1質点系モデルの弾塑性応答解析の結果から地震動強さ指標と建物応答との関係について分析している。その結果、建物応答を評価する簡便な地震動強さ指標は建築物の弾性周期によって変化することを示している。建築物の弾性周期が0.2秒以下と剛性が高い建築物の場合には地震動の最大加速度が、建築物の弾性周期が0.3～1秒程度の場合には地震動の最大速度が、弾性周期が1秒以上と剛性の低い建築物の場合には地震動の最大変位が、それぞれ建物応答を適切に評価可能な地震動強さ指標であることを示している。また、小林・長橋^{1.17)}は地震観測記録を用いた多質点系モデルの応答解析結果からも同様の検討を行っている。その結果、建築物の弾性周期が0.2～0.4秒程度の場合には地震動の最大加速度が、建築物の弾性周期が0.4秒以上の長周期の建築物の場合には地震動の最大速度が、建築物の弾性周期が1.5秒以上の長周期高層建築物の場合には地震動の最大変位がそれぞれ建物応答を適切に評価可能な地震動強さ指標であることを示している。なお、Housnerのスペクトル強さ $SI(h=0.2)$ ^{1.18)}との関係についても分析しており、Housnerのスペクトル強さ $SI(h=0.2)$ は地震動の最大変位よりも建物応答に対する相関は高くなることを示しているが、その簡便さを考慮すれば、最大加速度や最大速度などの地震動の最大振幅での評価が有効であるとしている。

山本・金子他^{1.19)}は、過去の被害地震(1968年十勝沖地震、1978年伊豆大島近海地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震)における強震記録を用いて、木造建物被害率と地震動の応答スペクトル、 SI 値^{1.20)}(Housnerのスペクトル強さ $SI(h=0.2)$ を平均化したもの)との関係について分析している。その結果、地震動の周期特性や継続時間の要素を考慮できる SI 値が、木造建物被害を説明する際の地震動強さ指標として有効であることを指摘している。

北原・藤原^{1.21)}は、木造建物の復元力特性をトリリニアモデルとスリップモデルの重ね合わせで表した応答解析を行い、地震動強さ指標と木造建物の最大変位量との関係について分析している。このとき、軸組構法の木造建物を建築年代によって3タイプに分類しモデル化している。その結果、木造建物の最大変位は地震動の最大地動加速度との一般的な関係を導くことは難しく、最大地動速度との相関が高いことを示している。

松岡・翠川^{1.22)}は、地震動の最大速度が各種構造物の地震被害^{1.16,1.23,1.24)}や液状化発生^{1.25)}を評価するための指標として適切であること、気象庁震度階との相関も高いこと^{1.26)}から地震被害予測を行う単一的地震動強さ指標としては、最大速度が適切であるとしている。

小檜山^{1.27)}は、木造建物の最大層間変形角に適した地震動強さ指標について時刻歴応答解析を行い検討している。木造建物の復元力特性は、鈴木・中治^{1.28)}のモデルを参考に1質点せん断型ばねモデルを作成している。その結果、固有周期の伸びを考慮した減衰20%の変位応答・加速度応答が、比較的高い精度で木造建物の最大応答変形角を説明できることを示している。

境・瀬瀬他^{1.29)}は、1995年兵庫県南部地震などの強震記録と建物被害データとを用いて、地震動の破壊力指標について建物被害率との相関性から検討している。その結果、建物被害率を説明するのに適した地震動の破壊力指標として、水平2成分のベクトル和による加速度もしくは速度応答スペクトル(減衰定数5%)の1.2～1.5秒の平均応答値を示している。

以上のように、木造建物の建物応答・被害と相関の高い地震動強さ指標としては、SI値や最大速度であることを指摘している研究が多く見られる。また、近年では、対象とする構造物の周期特性が考慮できる応答スペクトルとの関係を示しているものも見られている。

(2) 被害率曲線

建築物の地震被害経験に基づいた地震動強さと建物被害との関係についての研究は、物部^{1.30)}により、はじめて行われている。ある地域における木造家屋の耐力をばらつきを有する確率変数とし、標準耐震度(倒壊率50%に対する合震度)を平均とする正規分布としている。ある地域に建つ木造家屋の耐震度 r の確率密度関数 $P_R(r)$ はある地域の家屋の標準耐震度 K_0 、耐震度の標準偏差 σ から次式で表される。

$$P_R(r) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(r-K_0)^2}{2\sigma^2}} \quad (1.1)$$

そして、木造家屋の倒壊率 P_f は標準正規分布関数 Φ 、墓石の転倒率 K とすると、次式で表される。

$$P_f = \Phi\left(\frac{K-K_0}{\sigma}\right) \quad (1.2)$$

このとき、関東大地震における標準耐震度 K_0 は0.45～0.50、標準偏差 σ は0.07～0.10程度であるとしている。柴田^{1.31)}は、関東大地震における地震動の合震度と木造建物の倒壊率との関係から、木造建物の耐力分布 $P_R(r)$ は標準耐震度 $K_0=0.45$ 、標準偏差 $\sigma=0.08$ (変動係数0.18)とする正規分布で表されることを示している。宮野^{1.32)}は、1923年関東地震における木造建物の全壊率を説明できるように、墓石の転倒震度 K を用いて最小自乗法により標準耐震度 K_0 および標準偏差 σ を求めている。また、宮野^{1.33)}は、1948年福井地震、1952年十勝沖地震、1974年伊豆半島沖地震、1975年大分県中部地震についても、墓石の転倒震度 K と木造家屋の全壊率との関係を求めている。高橋^{1.34)}および谷口・小林他^{1.35)}は1948年福井地震における墓石の転倒震度と木造家屋の全壊率を用いて被害率曲線を求めている。このとき、高橋と谷口・小林他とは、分析に用いているデータが違いため K_0 、 σ も異なっているが、標準耐震度は $K_0=0.42\sim0.49$ 、標準偏差は $\sigma=0.04\sim0.09$ 程度となっている。諸井・武村^{1.36)}は1995年兵庫県南部地震における建物の被害調査結果を用いて、墓石の転倒震度に対する木造住家全壊率の被害率曲線を求めている。

現在では、防災科学研究所のK-NET^{1.37)}、KiK-net^{1.38)}や気象庁^{1.39)}等によって、高密度に強震計が配備された事によって、墓石の転倒率と建物被害との関係を直接求めることは、あ

ま行われていないが、地震動強さを推定する際に墓石の転倒率は用いられている^{1.40,1.41)}。近年でも、2000年鳥取県西部地震^{1.42,1.43)}や2003年宮城県北部の地震^{1.14)}では、震源域における地震観測記録が少ないため、墓石の転倒率から地震動強さを推定し、建物被害との関係について分析されている。その他、被害状況から地震動強さを推定する方法には、被災地域における被害状況のアンケート調査から推定する方法^{1.44,1.45,1.46)}なども用いられている。

鏡味・小林^{1.47)}は木造建物被害と地震動の加速度との関係について、関東地震の川崎市における木造建物の全壊率を対象に分析を行っている。表層地盤への入射地震動を125galとした地表面での加速度分布は、物部^{1.30)}が関東地震の木造建物被害から求めた合震度と対応しており、木造建物の全壊率を説明できることを示している。

岡田・鏡味^{1.48)}は、東京都防災会議の震度階解説表を基に、建物被害だけでなく家財被害、負傷者数などの地震被害について気象庁震度階に対する正規分布形の被害率曲線を提案している。気象庁震度階に対する地震被害率 P_f は、気象庁震度階 I_{jma} 、 I_{jma0} の平均値 I_{jma0} と標準偏差 σ 、標準正規分布関数 Φ を用いて次式で表される。

$$P_f = \Phi\left(\frac{I_{jma} - I_{jma0}}{\sigma}\right) \quad (1.3)$$

童・山崎^{1.49)}は1978年～1993年の被害地震(1978年宮城県沖地震、1983年日本海沖地震、1987年千葉県東方沖地震、1993年釧路沖地震、1993年北海道南西沖地震)における強震記録と家屋被害率のデータを用いて、SI値と家屋被害率 R (全壊+半壊の比率)との関係式を次式のように求めている。

$$R = \begin{cases} 1.21 \cdot 10^{-4} (SI - 30)^{1.51} & 30 < SI \\ 0 & 0 \leq SI \leq 30 \end{cases} \quad (1.4)$$

さらに、SI値と最大速度(V_{MAX})の間には高い相関があることを指摘し、SI値は $SI = 1.18 \cdot V_{MAX}$ により、概ね回帰できることも示している。

兵庫県南部地震の被害率曲線については、林・宮腰他^{1.50)}によって分析された最大地動速度と建物被害との関係をはじめとして、多くの研究者によって研究されている。兵庫県南部地震の被害データに基づく被害率曲線の多くは、最大地動速度 V に対する対数正規分布形で表されている。建物被害率 P_f は、最大地動速度 $\ln(V)$ の平均値 λ_v 、標準偏差 ζ_v 、標準正規分布関数 Φ を用いて次式で表される。

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln(V) - \lambda_v}{\zeta_v}\right) \quad (1.5)$$

林・宮腰他^{1.51,1.52,1.53)}は神戸市中央区三宮地域における再現地震動^{1.54,1.55)}と低層建物の被害調査結果^{1.7,1.9,1.56)}を用いて最大地動速度と低層建物被害との関係式を構築している。そして、その関係式に基づいて、神戸市域およびその周辺地域の地震動を推定し、建物用途に応じた全壊、全半壊率の被害率曲線を構築している。

長谷川・翠川^{1.57)}は、最大地動速度に対する木造建物の建築年代別の被害率曲線を算定し

ている。東灘区西部地区の建物被害データ^{1.56)}に、構造的被害に基づく村上・鈴木他^{1.58)}の調査結果を利用して被災度定義の違いを考慮した上で、低層独立住宅の被害率を建築年代別の被害率に換算している。また、低層集合住宅についても建築年代別の被害率曲線を算定している。建物被害は「全壊または大破」、「中程度の損傷」、「軽微な損傷」としている。そして、提案した被害率曲線を用いて、横浜港の直下を震源とする想定地震動に対する神奈川県北部地域の木造建物を対象とした地震被害予測を行っている。

小檜山・堀越他^{1.59)}は、神戸大学工学部^{1.60)}が中心となって行った建物被害の調査結果を用いて、最大加速度、最大速度、SI 値に対する被害率曲線を算定している。推定地震動は神戸地域の深層地盤と表層地盤の応答解析を行って推定している。被害率曲線は正規分布と対数正規分布の両方で全壊、半壊以上、一部損壊以上の被害率に対して算定している。

山口・山崎^{1.61)}は、兵庫県南部地震における17地点の強震観測記録とその周辺地域の建物被害データを用いて、低層独立住宅の被害率曲線を提案している。そして、提案している被害率曲線を用いて、面的な地震動強さを逆推定している。

地域別の自治体による建物被害調査結果を用いた最大速度に対する構造種別、建築年代別の被害率曲線も算定されている。村尾・山崎^{1.62,1.63)}は芦屋市と神戸市灘区を対象として、山口・山崎^{1.64)}は西宮市を対象として、杉浦・山崎^{1.65)}は宝塚市を対象として、それぞれ全壊率と全半壊率の被害率曲線を作成している。また、村尾・山崎^{1.66)}は、被災地域全域に渡って調査された震災復興都市づくり特別委員会のデータ^{1.9)}に建物の構造・建築年代などのデータが含まれた自治体(灘区)の建物被害データを用いて構造別、建築年代別の被害率曲線も提案している。

佐伯・翠川^{1.67)}は、建物の地震被害をリスクとして表した被害率曲線を提案している。経済被害評価の指標として居住物件を対象とした地震保険の判定結果(全損、半損、一部損)を採用し、兵庫県南部地震の支払データから、地震動強さ(計測震度)と支払率との関係を表す被害率曲線を求めている。さらに、家財保有に関する調査に基づいて各世帯の家財保有モデルの作成手法を提案し、関東での地震被害予測を行っている^{1.68)}。

(3) 構造物の耐震性能を考慮した被害率曲線(損傷確率曲線)

林・鈴木他^{1.69)}は兵庫県南部地震におけるRC造建物群の被害率と最大地動速度の関係を表す被害率曲線に基づいて、耐震性能の差を考慮した損傷確率曲線を実被害データに基づいて評価している。RC造建物の耐震性能を耐震診断結果から得られる I_s 値を用いて評価し、個別RC造建物の損傷確率を与える fragility (損傷確率) 曲線を実被害データに基づいて求めている。

梅村・山崎^{1.70)}は、林・鈴木他^{1.69)}と同様の手法を用いて、木造建物の耐震性能を考慮した損傷確率曲線を構築している。横浜市が実施した木造軸組構法の住宅に対する耐震診断結果と、兵庫県南部地震における神戸市灘区の木造建物の被害率曲線とを結びつけ、個々の

木造建物の耐震性能を考慮した損傷確率曲線を構築している。木造建物の耐震性能を耐震診断結果(わが家の耐震診断と補強方法)^{1.71)}から得られる木造耐震性能指標(I_w 値)で表している。

地域の耐震診断データを用いて、木造建物の地域性を考慮した建物被害関数の提案も行われている。小檜山・山崎^{1.72)}は加速度応答スペクトルと耐震診断結果(精密診断法)^{1.71)}から、建築基準法で規定される木造建物の耐力と地震力の関係に着目し、一部損壊以上の被害関数の定式化を行なっている。地震動の加速度応答スペクトルを耐震診断データの周期的な要素である I_{DE} と耐力的な要素である I_{ABCF} に等値して、地震動と建物特性を比較する事で一部損壊以上の建物被害が発生するかどうかの判定を行っている。木造建物の建物被害については、層間変形角 $1/60\text{rad}$ で一部損壊以上の建物被害が発生するとしている。

岡田・高井^{1.73)}は、既往の被害率曲線^{1.13)}と耐震精密診断法から求められた耐震診断値^{1.71)}との関係を用いて、地震動に対する損傷度関数を提案している。ある地域における耐震診断値分布の非超過確率を入力地震に対する木造建物被害率とみなし、耐震診断値分布の非超過確率と地域の被害率を確定的に1:1で対応させることで、損傷度関数と耐震診断値との関係を求めている。木造建物の損傷度は、岡田・高井が提案している建物破壊パターン^{1.13)}を用いている。

以上より、地震動強さと建物被害の関係については、数多くの論文で分析されており、過去の地震被害に基づいた被害統計から最大地動速度や震度などの地震動強さ指標と関連づけた経験的な被害率曲線が構築されている。比較的大きな木造建物被害を対象としたものとしては、兵庫県南部地震に関して地震動の面的推定結果と被害データを基にした多くの研究成果が存在している。しかし、同地震についても、木造住宅の比較的小さな構造被害の発生条件について検討するには、対応する地震動レベルの推定精度が十分とはいえない。そして、木造建物の場合には、木造建物の構造特性や地域性によってその耐震性能が大きく異なることは以前から指摘されている^{1.74,1.75,1.76,1.77)}。さらに、地震動特性によっても建物被害は異なることから、過去の被害地震に基づいて求めた被害率曲線は、異なる地域の木造建物や異なる地震動特性に対して適用する際には注意が必要である。木造建物の耐震診断結果に基づいて、耐震性能を考慮した損傷確率曲線も提案されている。しかし、木造建物の耐力評価に基づいたものがほとんどであり、木造建物の特徴である変形性能については十分に考慮されているとは言えない。

1.2.3 応答解析を用いた地震時損傷度予測手法

最後に、応答解析を用いた地震被害予測手法に関する既往の研究について示す。

小林・長橋^{1.78)}は、木造建物被害率から地震動強さを評価することを目的に、木造建物の復元力特性をトリリニア型として扱い、弾塑性応答解析により木造建物の被害予測を行っている。木造建物群モデルは木造建物の固有周期から推定し、標準周期 T_M を中心として $0.6T_M$ 、 $0.8T_M$ 、 T_M 、 $1.2T_M$ 、 $1.4T_M$ となる木造建物がそれぞれ 5%、25%、40%、25%、5% の正規分布であると仮定している。木造建物の建物被害は、「全壊：応答変位が弾性限界変位の 6 倍以上のもの」、「半壊：応答変位が弾性限界変位の 3 倍を超えて 6 倍以内に収まるもの」と仮定し、木造建物群の被害率を求めている。なお、半壊とは地震動により応答せん断力がその終局強度に達して塑性変形しているが、復元力を保持している過程を意味し、全壊とは構造物の変形が許容できる塑性変形量より大きくなり、構造物が耐力を失って倒壊に至る過程を意味している。

望月^{1.79)}は、東京都内における木造家屋の壁率などに関する実態調査から、実在木造建物の固有周期分布を求め、地震被害予測を行っている。木造建物の復元力特性はトリリニア型を用い、初期剛性低下変位 y_1 は平屋建：0.7cm、2 階建：1.0cm とし、第 2 降伏変位 y_2 は $y_2=3.0 \times y_1$ としている。そして、木造建物の建物被害は平屋建と 2 階建とで区別し、平屋建は「全壊：限界変位 15cm」、「半壊：限界変位 7.5cm」、2 階建は「全壊：限界変位 20cm」、「半壊：限界変位 10cm」としている。さらに、東京都の地盤を 1 次卓越振動数を基準として 20 種類に分類し、各地盤ごとに弾塑性応答解析によって関東大地震の被害シミュレーションを行っている。

表・植橋^{1.80)}は、既往の実験データに基づいて木造建物の復元力モデルを構築し、地盤種別ごとの人工地震波を用いて福岡市の地震被害予測を行っている。木造建物の分布については、新築建物 297 棟の建物用途別の壁率分布から固有周期分布特性を明らかにして求めている。木造建物の建物応答と建物被害との関係については、既往の実験結果から、層間変形角 1/100rad を壁体の力学性状が変化するところであると共に木造建物に被害が発生し始める限界変形、3/100rad の層間変形角を中被害程度としている。

柴田^{1.31)}は、建物の耐震性能のばらつきと建物に作用する地震力のばらつきを考慮した建物群の地震被害予測手法を提案している。建物の耐力および作用地震力のいずれにも対数正規形の確率変数を考え、信頼性理論を適用して建物群の震害確率(被害率)を求めている。また、エネルギー一定則を仮定して、弾性応答と弾塑性応答との関係を塑性率で結びつけ、損傷程度を考慮に入れた建物群の地震被害予測手法も提案している。

柴田・赤松^{1.81)}は、仙台市を対象に表層地盤の地震動増幅特性を考慮した弾塑性地震応答解析を行い、1978 年宮城県沖地震における被害シミュレーションを行っている。既往の実験データに基づいて、木造建物の包絡線の折れ曲がり点を 1/120rad、1/60rad と定め、バイリニア型とスリップ型を重ね合わせてモデル化している。木造建物群の降伏震度分布は

1978年宮城県沖地震における木造建物の被害率と地表面加速度との関係、木造建物の固有周期と加速度応答倍率との関係を用いて推定している。そして、木造建物の建物被害は、最大塑性率 μ から「無被害： $\mu < 1$ 」、「一部壊： $1 \leq \mu < 2$ 」、「半壊： $2 \leq \mu < 3$ 」、「全壊： $\mu > 3$ 」として判定している。

北原・藤原^{1.21)}は、木造建物の壁率分布から木造建物群の耐力分布を推定し、木造建物をトリリニア型モデルとスリップ型モデルとの重ね合わせでモデル化した動的解析から最大応答変位を求め、地震被害予測を行う手法を提案している。そして、京都市を対象とした地震被害想定^{1.82)}では、従来の木造建物被害の判定基準を用いて「全壊：層間変位 10cm」、「半壊：層間変位 5cm」として被害率を求めている。

損害保険率算定会^{1.83,1.84)}では、木造建物の耐震診断結果を活用した被害想定手法を提案している。提案されている手法は精密診断法^{1.71)}の診断結果を用いており、昭和35年以前の専用住宅、昭和36年以降の専用住宅、店舗併用住宅の3つの建物グループに分類し、それぞれ平屋、2階建て、別の計6グループについて、水平抵抗力の評点(D×E)の確率密度関数を推定している。そして、降伏変形角を1/120radとした復元力(層せん断弾力係数表示)を推定し、想定した地盤条件、入力地震動に対する木造建物の復元力特性モデルを用いた動的解析結果から、被害レベルを判定している。木造建物の建物被害については「倒壊：1/15rad以上」、「大破：1/30rad以上」、「中破：1/60rad以上」、「小破：1/120rad以上」としている。

吉田・大井他^{1.85)}は兵庫県南部地震における神戸市の木造建物被害から建物被害に対応した木造建物の耐力(耐震性能)について検討している。木造建物群モデルを建築年代と屋根種別で分類し、建築年代ごとにその割合を変化させ、木造建物の重量、剛性等の不確定性を考慮したモンテカルロ法を用いた非線形応答解析を行っている。その結果、建築年代による木造建物群モデルの違いによらず、一部損壊では塑性率 ≈ 2.0 (層間変形角 1/60rad)、半壊では塑性率 ≈ 3.0 (層間変形角 1/40rad)、全壊では塑性率 ≈ 4.0 (層間変形角 1/30rad)の場合に建物被害と対応することを示している。

長戸・川瀬^{1.86)}は地震被害予測を行うための木造建物モデルを非線形応答解析結果と1995年兵庫県南部地震における木造建物被害率を用いて作成している。はじめに設計基準に基づいて木造建物モデルを作成し、1995年兵庫県南部地震における再現強震動記録を入力とした非線形応答解析を行い、同地震における木造建物被害率(大破率)を説明できよう木造建物モデルを求めている。このとき、木造建物の復元力特性はスリップ型とトリリニア型を組み合わせ、木造建物の耐力を変更させている。木造建物の建物被害は「大破以上：最大層間変形角 1/10rad以上」として評価している。また、長戸・川瀬は同様の方法を用いて、RC造建物、鉄骨造建物の地震被害予測モデルも作成している^{1.87,1.88)}。そして、日奈久断層系からの想定地震動を統計的グリーン関数法と3次元有限差分法を組み合わせたハイブリッド法を用いて作成し、熊本市と八代市の建築物(木造、RC造、鉄骨造)の地震被害想定を

行っている^{1.89)}。また、このとき、非線形応答解析の代りに簡略的に建物被害を算定できる方法として、地震動強さPGA・PGVに対する被害率曲線を示している。

木造建物の応答解析から地震被害予測を行う上では、建物応答と建物被害との関係をどのように定義するかによって、地震被害予測結果は大きく変化する。応答解析を用いた地震被害予測では、既往の木造建物の実験結果に基づいて、木造建物の建物応答と建物被害の関係を確定値として設定している。木造建物の場合、その構造特性によって耐震性能は異なり、また、建物被害の発生機構も異なる可能性がある。しかし、これまでのところ、建物応答と建物被害との関係において、既往の実験結果と過去の被害地震における木造建物被害との整合性について十分に検討されていない。さらに、過去の被害地震における木造建物被害について、木造建物の応答解析結果から建物応答と建物被害との関係について定量的に分析された事例は少なく、木造建物の耐力や限界変形といった耐震性能指標の統計的性質を把握できるような統計的資料の蓄積も十分ではない。

1.3 研究の目的と構成

本論文では、木造建物の被害経験に基づいて最大応答変形角と建物被害との関係(損傷確率曲線)を設定し、木造建物の耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法(個別木造建物の地震損傷度予測手法と木造建物群の地震被害予測手法)の構築を目的として研究を行う。

本論文で提案する木造建物の地震時損傷度予測手法は、基本的に既往の研究に示した応答解析を用いた地震時損傷度予測手法に基づいている。提案する木造建物の地震時損傷度予測手法の概要を本論文の構成と併せて図1.1に示す。まず、地震時損傷度予測を行う木造建物は、限界耐力計算による耐震性能評価に基づいてモデル化する。次に、第2章で提案する簡略的応答評価手法を用いて、想定地震動に対する木造建物応答を評価する。そして、第3章～第5章では、第2章で提案する簡略的応答評価手法の有効性の確認と被害経験に基づいた最大応答変形角と建物被害との関係を求めるために、近年の被害地震における木造建物被害について分析する。第3章では、地震被害要因が木造建物の応答・被害に及ぼす影響についてのパラメータ解析とともに、近年の被害地震も含めて定性的な分析を行う。第4章では、2001年芸予地震の木造建物被害を対象として、第5章では、2000年鳥取県西部地震の木造建物被害を対象として、木造建物の被害経験から最大応答変形角と建物被害との関係について定量的に分析を行う。最後に、第6章では、木造建物の被害経験に基づいて最大応答変形角から建物被害を予測する損傷確率曲線を設定し、木造建物の耐震性能を考慮できる地震時損傷度予測手法を提案する。

本論文は第1章から第7章で構成されており、以下に各章の内容について詳細に述べる。

第1章 序論では、研究の背景、既往の研究について述べるとともに本論文の目的を明確にし、本論文の位置づけについて説明する。

第2章 地盤と木造建物の簡略的応答評価手法の構築では、木造建物の被害要因となる表層地盤への入射地震動特性、表層地盤の地震動増幅特性、木造建物の耐震性能が木造建物の応答・被害に及ぼす影響について検討することを目的として、各影響要因や木造建物の応答・被害への影響度の考察を容易とするための地盤と木造建物の簡略的応答評価手法を提案する。

第3章 簡略的応答評価手法を用いた木造建物被害要因の定性的分析では、第2章で提案した簡略的応答評価手法を用いて、木造建物の被害要因が建物応答・被害に及ぼす影響について定性的な分析を行う。まず、表層地盤への入射地震動特性、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答に及ぼす影響についてパラメータ解析を行い検討する。そして、近年の地震被害事例である1995年兵庫県南部地震、2000年鳥取県西部地震、2001年芸予地震における木造建物の被害要因について分析を行う。

第4章 2001年芸予地震における三原市の木造建物被害の分析では、2001年芸予地震時に外壁のひび割れなどの比較的小さな構造被害が多数の木造建物に生じた三原市内の地域を対象として、木造建物に比較的小さな構造被害が発生し始める地震動レベルと木造建物

の最大応答変形角について定量的な評価を行う。まず、比較的小さな構造被害が多数の木造建物に見られた地域を中心として、常時微動計測、表面波探査、アレイ微動計測を行い、表層地盤モデルを構築している。そして、地震動および木造建物の最大応答変形角を推定し、木造建物の被害分布との対応関係について分析する。

第5章 2000年鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害の分析では、2000年鳥取県西部地震において震源域に位置する日野町の木造建物被害を対象として、地震動を推定するとともに、被災木造建物に対して限界耐力計算に基づく耐震性能評価を行い、その結果を用いて木造建物の最大応答変形角と建物被害との関係について分析を行う。まず、表層地盤の地盤構造を推定するとともに、強震記録を用いて日野町の表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答・被害に及ぼす影響について分析し、日野町の木造建物への入力地震動特性について検討する。そして、限界耐力計算に基づく耐震性能評価の結果と推定地震動を用いて被災木造建物の応答評価を行い、木造建物の最大応答変形角と建物被害との対応関係について定量的に分析を行う。

第6章 木造建物の耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法の構築では、木造建物の被害経験に基づいて最大応答変形角から建物被害を予測する損傷確率曲線を設定し、限界耐力計算による耐震性能評価に基づいた地震時損傷度予測手法(個別木造建物の地震損傷度予測手法と木造建物群の地震被害予測手法)を構築する。そして、2000年鳥取県西部地震における被災木造建物と京都市における個別木造建物の地震損傷度予測を行い、想定地震動に対する木造建物の被害低減について考察する。

第7章 結論では、本論文で得られた結論と今後の課題をまとめる。

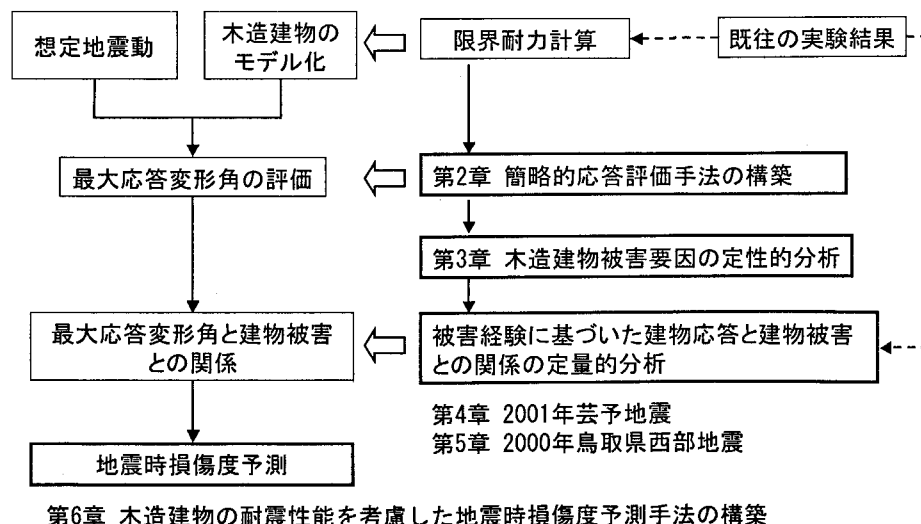


図 1.1 本論文の構成

第1章の参考文献

- 1.1) 損害保険料率算定会：地震被害想定資料集，地震保険調査報告 28，1998.9.
- 1.2) 神戸市：阪神・淡路大震災－神戸市の記録 1995 年－，pp35-37，1996.
- 1.3) 村尾修，山崎文雄：兵庫県南部地震における建物被害の自治体による調査法の比較検討，日本建築学会構造系論文集，No.515，pp.187-194，1999.1.
- 1.4) 林康裕，森井雄史，北原昭男，村上ひとみ：鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害の分析(その 3) 木造住宅の復旧過程と被害程度の分析，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，B-2，構造Ⅱ，pp.71-72，2003.9.
- 1.5) 内閣府：災害に係わる住家の被害認定基準運用指針，<http://www.bousai.go.jp/>，2001.6.
- 1.6) 日本建築学会：1982 年浦河沖地震・1983 年日本海中部地震災害調査報告，1984.
- 1.7) 鈴木祥之，藤原悌三：神戸市中央区における木造建物の被害，1995 年兵庫県南部地震－木造建物の被害－，日本建築学会近畿支部，pp.41-48，1995.9.
- 1.8) 鈴木有：1995 年兵庫県南部地震－木造建物の被害－，日本建築学会近畿支部，pp.175-191，1995.9.
- 1.9) 震災復興都市づくり特別委員会：阪神・淡路大震災被害実態緊急調査 被災度別建物分布状況図週－縮尺 5000 分の 1－，1995.3.
- 1.10) 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(木造編)，pp.3-29，1991.
- 1.11) 吉村昌宏：阪神・淡路大震災と地震保険，地震予知総合研究振興会，地震ジャーナル，25，pp.51-58，1998.
- 1.12) 全国被災建築物応急危険度判定協議会：<http://www.kenchiku-bosai.or.jp/Jimukyoku/Oukyu/Oukyu.htm>.
- 1.13) 岡田成幸，高井伸雄：地震被害調査のための建物分類と破壊パターン，日本建築学会構造系論文集，No.524，pp.65-72，1999.10.
- 1.14) 日本建築学会：2003 年 7 月 26 日宮城県北部の地震災害調査報告，2003.8.
- 1.15) 宮腰淳一，林康裕，福和伸夫：建物被害データに基づく各種被災度指標の対応関係の分析，構造工学論文集，Vol.46B，pp.121-134，2000.3.
- 1.16) 長橋純男，小林啓美：地震動の強さを評価する尺度としての地震動の最大振幅，日本建築学会論文報告集，第 181 号，pp.15-22，1971.3.
- 1.17) 小林啓美，長橋純男：重層建築物の耐震設計を対象とした地震動強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅，日本建築学会論文報告集，第 210 号，pp.11-20，1973.8.
- 1.18) Housner,G.W.:Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault, Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, Vol. I , pp.III94-115, 1965.

- 1.19) 山本明夫, 金子史夫, 瀬川秀恭: 地震被害に関する地震動強さを表わす指標について, 第7回日本地震工学シンポジウム, pp.535-540, 1986.
- 1.20) 佐藤暢彦, 片山恒彦, 大保直人, 川崎勝幸: 新しい制御用地震センサーの開発と試作, 第18回地震工学研究発表会講演概要, 土木学会耐震工学委員会, pp.105-108, 1985.
- 1.21) 北原昭男, 藤原悌三: 都市における建築物の地震被害推定に関する基礎的研究(1)―木造建造物の地震応答推定―, 京都大学防災研究所年報, 第31号 B-1, pp.105-126, 1988.4.
- 1.22) 松岡昌志, 翠川三郎: 国土数値情報を利用した広域震度分布予測, 日本建築学会構造系論文集, No.447, pp.51-56, 1993.5.
- 1.23) 岩田隆, 山崎文雄, 中根宏行, 児玉栄一, 田蔵 隆, 清水勝美, 片岡俊一: 制御用地震センサーに使用する地震動強度指標の実証的評価, 第21回地震工学研究発表会講演概要, 土木学会耐震工学委員会, pp.613-616, 1991.
- 1.24) 土岐憲三: 水道管路の震害予測, 京都大学防災研究所年報, 第22号, B-2, pp.1-23, 1979.
- 1.25) Midorikawa, S. and Wakamatsu, K: Intensity of earthquake ground motion at liquefied sites, Soil and Foundations, Vol.28, pp.73-84, 1988.
- 1.26) 翠川三郎, 福岡知久: 気象庁震度階と地震動強さの物理量との関係, 地震, 第41巻, pp.223-233, 1988.
- 1.27) 小檜山雅之, 山崎文雄: 木造建物の最大層間変形予測に適した地震動指標の比較検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造Ⅱ, pp.47-48, 2003.9.
- 1.28) 鈴木祥之, 中治弘行: 強震動下における木造建物の地震応答と耐震性評価, 第2回都市直下地震災害総合シンポジウム, pp.211-214, 1997.11.
- 1.29) 境有紀, 額額一起, 神野達夫: 建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案, 日本建築学会構造系論文集, No.555, pp.85-91, 2002.5.
- 1.30) 物部長穂: 土木耐震学, 常磐書房, 1933.
- 1.31) 柴田明徳: 都市地域における建築群の震害確率の予測に関する考察, 第6回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.521-528, 1982.12.
- 1.32) 宮野道雄: 1923年関東大地震における震度と震源距離・方向性・地形の関係, 土木学会論文報告集, 第319号, pp.43-53, 1982.3.
- 1.33) 宮野道雄: 墓石・木造建物被害等による震度に関する若干の検討, 土木学会論文報告集, 第319号, pp.33-42, 1982.3.
- 1.34) 高橋龍太郎: 福井地震概説, 昭和23年福井地震震害調査報告Ⅱ建築部門, 北陸震災特別委員会, pp.1-22, 1951.
- 1.35) 谷口忠, 小林啓美, 坂井辰郎: 物体の転倒建造物の倒壊より推察した福井地震の地動, 昭和23年福井地震震害調査報告Ⅱ建築部門, 北陸震災特別委員会, pp.23-29, 1951.

- 1.36) 諸井孝文, 武村雅之: 1995年兵庫県南部地震による気象庁震度と住家全壊率の関係, 地震, 第2輯, 第52巻, 第1号, pp.11-24, 1999.
- 1.37) 防災科学技術研究所: 強震ネットワーク K-NET, <http://www.k-net.bosai.go.jp/>.
- 1.38) 防災科学技術研究所: 基盤強震観測網 KiK-net, <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>.
- 1.39) 気象庁: http://www.jma.go.jp/JMA_HP/jma/index.html/.
- 1.40) 翠川三郎, 藤本一雄: 墓石の転倒調査から推定した兵庫県南部地震の際の神戸市およびその周辺での震度分布, 日本建築学会構造系論文集, No.490, pp.111-118, 1996.12.
- 1.41) 金子美香, 林康裕: 剛体の転倒率曲線の提案, 日本建築学会構造系論文集, No. 536, pp.55-62, 2000.10.
- 1.42) 林康裕, 北原昭男, 平山貴之, 鈴木祥之: 2000年鳥取県西部地震の地震動強さの評価, 日本建築学会構造系論文集, No.548, pp.35-41, 2001.10.
- 1.43) 翠川三郎, 藤本一雄: 2000年鳥取県西部地震の震源域での地震動強さ, 日本建築学会構造系論文集, No.549, pp.59-66, 2001.11.
- 1.44) 太田裕, 後藤典俊, 大橋ひとみ: アンケートによる地震時の震度の推定, 北海道工学部研究報告, 第92号, pp.117-128, 1979.
- 1.45) 森伸一郎, 掛水真一, 俵司, 村上ひとみ, 河原荘一郎, 向谷光彦, 重松尚久, 山下祐一: 2001年芸予地震におけるアンケート調査による推定震度の精度とばらつき, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.5-10, 2002.11.
- 1.46) 日本建築学会: 2000年鳥取県西部地震災害調査報告 2001年芸予地震災害調査報告, 2001.10.
- 1.47) 鏡味洋史, 小林啓美: 関東地震の川崎における地表面の加速度分布(地盤と木造建築物地震被害率), 日本建築学会論文報告集, 第176号, pp.17-23, 1970.10.
- 1.48) 岡田成幸, 鏡味洋史: 震度による地震被害系統評価のためのバルナラビリティ関数群の構成, 地震, 第2輯, 第44巻, pp.93-108, 1991.
- 1.49) 童華南, 山崎文雄, 佐々木裕明, 松本省吾: 被害事例に基づく地震動強さと家屋被害率の関係, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp.2299-2304, 1994.
- 1.50) 林康裕, 宮腰淳一: 兵庫県南部地震における被害率曲線, 災害部門PD, 地震動の特性と建築物の被害ー経験と予測ー, pp.15-20, 1998.
- 1.51) 宮腰淳一, 林康裕, 渡辺宏一, 田村和夫: 1995年兵庫県南部地震の建物被害に基づく建物の耐震性能評価, 構造工学論文集, Vol.43B, pp.269-276, 1997.3.
- 1.52) 林康裕, 宮腰淳一, 田村和夫, 川瀬博: 1995年兵庫県南部地震の低層建物被害率に基づく最大地動速度の推定, 日本建築学会構造系論文集, No.494, pp.59-66, 1997.4.
- 1.53) 林康裕, 宮腰淳一, 田村和夫: 1995年兵庫県南部地震の建物被害に基づく最大地動速度分布に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, No.502, pp.61-68, 1997.12.

- 1.54) 川瀬博, 林康裕: 兵庫県南部地震時の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, No.480, pp.67-76, 1996.2.
- 1.55) 林康裕, 川瀬博: 1995年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価, 日本建築学会構造系論文集, No.481, pp.37-46, 1996.3.
- 1.56) 建設省建築研究所: 平成七年兵庫県南部地震被害調査最終報告書, 1996.
- 1.57) 長谷川浩一, 翠川三郎, 松岡昌志: 地域メッシュ統計を利用した広域での木造建築物群の震害予測ーその2 建築年代別木造建築物の被害関数の作成と震害予測例ー, 日本建築学会構造系論文集, No.505, pp.53-59, 1998.3.
- 1.58) 村上雅英, 鈴木祥之, 田原賢: 阪神淡路大震災における木造住宅の倒壊原因に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, No.523, pp.95-101, 1999.9.
- 1.59) 小檜山雅之, 堀越清視, 水越熏, 石田寛, 田上淳, 早坂浩, 高田至郎: 兵庫県南部地震のデータに基づく建物被害予測手法の研究 その1 地震動分布と建物フラジリティ曲線の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), B-2, 構造Ⅱ, pp.107-108, 1997.
- 1.60) 神戸大学工学部: 兵庫県南部地震緊急被害調査報告書(第2報), pp.20-41, 1995.
- 1.61) 山口直也, 山崎文雄: 1995年兵庫県南部地震の建物被害率による地震動分布の推定, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.325-336, 1999.1.
- 1.62) 村尾修, 山崎文雄: 兵庫県南部地震による芦屋市の建物被害調査結果の比較検討, 第3回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, pp.331-334, 1998.
- 1.63) 村尾修, 山崎文雄: 自治体の被害調査結果に基づく兵庫県南部地震の建物被害関数, 日本建築学会構造系論文集, No.527, pp.189-196, 2000.1.
- 1.64) 山口直也, 山崎文雄: 西宮市の被災度調査結果に基づく建物被害関数の構築, 地域安全学会論文集, No.2, pp.129-138, 2000.11.
- 1.65) 杉浦正美, 山崎文雄: 兵庫県南部地震の宝塚市域データに基づく建物被害関数の構築, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.305-315, 2000.4.
- 1.66) 村尾修, 山崎文雄: 震災復興都市づくり特別委員会調査データに構造・建築年を付加した兵庫県南部地震の建物被害関数, 日本建築学会構造系論文集, No.555, pp.185-192, 2002.5.
- 1.67) 佐伯琢磨, 翠川三郎: 住宅建物の経済被害評価のための被害関数の作成ー兵庫県南部地震の際の地震保険支払データに基づいてー, 日本建築学会構造系論文集, No.545, pp.79-85, 2001.7.
- 1.68) 佐伯琢磨, 鈴木広一, 翠川三郎: 地震時の家財被害予測に関する研究-家財保有モデルの作成と家財被害の定量的評価-, 日本建築学会構造系論文集, No.527, pp.89-94, 2000.1.
- 1.69) 林康裕, 鈴木祥之, 宮腰淳一, 渡辺基史: 耐震診断結果を利用した既存RC造建築物の地震リスク表示, 地域安全学会論文集, No.2, pp.235-242, 2000.11.

- 1.70) 梅村幸一郎, 山崎文雄: 横浜市の耐震診断結果に基づく木造住宅被害関数の構築, 日本建築学会構造系論文集, No.556, pp.109-116, 2002.6.
- 1.71) 建設省住宅局監修, (財)日本建築防災協会・(社)日本建築士会連合会編集: わが家の耐震診断と補強方法, 1985.11.
- 1.72) 小檜山雅之, 山崎文雄: 耐震診断データに基づく木造建物の被害関数ー加速度応答スペクトルによる一部損壊以上の被害評価ー, 日本建築学会構造系論文集, No.570, pp.137-144, 2003.8.
- 1.73) 岡田成幸, 高井伸雄: 木造建築物の損傷度関数の提案と地震防災への適用ー地震動入力を確定的に扱う場合ー, 日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.31-38, 2004.8.
- 1.74) 鈴木祥之, 小嶋伸仁, 須田達, 大西功人, 武田憲明: 木造住宅の地域特性と耐震性能評価, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.2031-2036, 2002.11.
- 1.75) 小檜山雅之, 山崎文雄: 全国の耐震診断結果に基づく木造建物耐震性能指標の地域性分析, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.2097-2102, 2002.11.
- 1.76) 鈴木祥之, 清水秀丸, 須田達, 北原昭男: 実大振動実験による軸組構法2階建木造住宅の動特性と耐震性能ー筋かい付及び土壁付木造軸組の振動台実験ー, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.1377-1382, 2002.11.
- 1.77) 山田真澄, 鈴木祥之, 後藤正美, 清水秀丸: 単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.95-102, 2004.8.
- 1.78) 小林啓美, 長橋純男: 木造建築物地震被害率による地震動の強さの評価, 日本建築学会論文報告集, 第163号, pp.19-28, 1969.9.
- 1.79) 望月利男: 東京都区内における木造家屋の震害予測のための実態調査と地震応答計算について, 日本建築学会論文報告集, 第230号, pp.73-83, 1975.4.
- 1.80) 表俊一郎, 植橋秀衛: 在来工法木造家屋の耐震性能に関する実態調査とこれに基づく被害予測研究, 第17回自然災害科学総合シンポジウム, pp.665-668, 1980.10.
- 1.81) 柴田明德, 赤松正教: 都市における木造建築物群の震害度予測, 東北大学建築学報, 第27号, pp.91-101, 1988.3.
- 1.82) 北原昭男, 藤原悌三: 都市における建築構造物の地震被害推定に関する基礎的研究(3)ー木造構造物群の地震被害推定ー, 京都大学防災研究所年報, 第33号B-1, pp.163-177, 1990.4.
- 1.83) 損害保険料率算定会: 木造住宅の損壊被害率に関する研究 その1, 地震保険調査研究 13, 1985.1.
- 1.84) 損害保険料率算定会: 木造住宅の損壊被害率に関する研究 その2, 地震保険調査研究 22, 1988.1.

- 1.85) 吉田伸一, 大井昌弘, 水谷守, 田内建次, 今塚善勝, 藤原広行: 木造建物群の地震損傷度評価手法に関する検討(その2: モンテカルロ解析による検討), 日本建築学会大会学術講演会(東海), pp.51-52, 2003.9.
- 1.86) 長戸健一郎, 川瀬博: 観測被害統計と非線形応答解析に基づく木造建物群被害予測モデルの構築と観測強震動への適用, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.1315-1320, 2002.11.
- 1.87) 長戸健一郎, 川瀬博: 建物被害データと再現強震動によるRC造建物群の被害予測モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.544, pp.31-37, 2001.6.
- 1.88) 長戸健一郎, 川瀬博: 鉄骨造建物群の被害予測モデルの構築, 日本建築学会構造系論文集, No.559, pp.101-106, 2002.9.
- 1.89) 川瀬博, 増田有周: 八代市およびその周辺地域の日奈久断層系による地震被害想定, 日本建築学会構造系論文集, No.581, pp.39-46, 2004.7.

第2章 地盤と木造建物の簡略的応答評価手法の構築

2.1 概要

木造建物の応答・被害については、建物被害率と地震動強さ指標との関係(被害関数)の分析(例えば2.1~2.3)や地表面の地震動特性と木造建物応答との関係についての解析的検討などが行われている(例えば2.4,2.5)。また、表層地盤の地震動増幅特性については、地震動増幅特性が影響を受ける要因を限定し、その要因を考慮した簡略評価法も提案されている(例えば2.6)。しかし、表層地盤への入射地震動特性や表層地盤の地震動増幅特性を含めた木造建物応答の簡略的評価手法は見あたらず、従って、表層地盤への入射地震動特性と表層地盤の地震動増幅特性との関係、表層地盤の地震動増幅特性が建物応答・被害に及ぼす影響など、実際の地震被害も含めて、総合的な観点から検討を行った研究は見あたらない。

ここでは、表層地盤への入射地震動特性、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物の応答・被害に及ぼす影響と、木造建物の耐震性能による被害の違いについて検討することを目的として、各影響要因や木造建物の応答・被害への影響度の考察を容易とするため、地盤と木造建物の簡略的応答評価手法を提案する。

2.2 簡略的応答評価手法の概要

表層地盤と木造建物の簡略的応答評価手法では、その概要を図2.1に示す様に、地盤と木造建物を簡略的にモデル化する。すなわち、地盤は一様な表層地盤と表層地盤下層(以下ではこれを基盤と呼ぶ)の2層地盤モデル、木造建物は1質点系モデルで表す。表層地盤および木造建物の応答は、それぞれ解放基盤面および地表面の加速度応答スペクトルを基に、応答スペクトル法によって評価する。

表層地盤の応答はせん断歪み γ から、逆に対応する解放基盤面の加速度応答スペクトル S_{ab} 、および表層地盤の地震動増幅率 G_s を求める。地表面の加速度応答スペクトル S_{as} は解放基盤面の加速度応答スペクトル S_{ab} に表層地盤の地震動増幅率 G_s を乗じて、以下のように算定する。

$$S_{as}(T, h=0.05, \gamma) = G_s(T, \gamma) \cdot S_{ab}(T, h=0.05, \gamma) \quad (2.1)$$

次に、木造建物の応答については、木造建物の限界性能(限界耐力、限界変形)を性能等価加速度応答スペクトル $S_{acs}^{2.7)}$ に換算する。そして、地表面の加速度応答スペクトル S_{as} と比較(等値)する事で木造建物の応答を推定し、被害について考察する。以下に本手法の詳細について述べる。

2.3 地表面の加速度応答スペクトル

2.3.1 解放基盤面の加速度応答スペクトル S_{ab}

表層地盤への入射地震動は、解放基盤面の露頭波(以下では解放基盤面露頭波と呼ぶ)の加速度応答スペクトル S_{ab} として設定する。解放基盤面露頭波の加速度応答スペクトル S_{ab} は、荷重指針^{2.8)}に示されているスペクトル形状(減衰定数5%)に従い、最大加速度 A 、最大速度 V を用いて次式で表す。

$$S_{ab}(T, h=0.05) = \begin{cases} (1+3 \cdot T/T_c) \cdot A & (0 \leq T \leq 0.5 \cdot T_c) \\ 2.5 \cdot A & (0.5 \cdot T_c < T \leq T_c) \\ (2\pi/T) \cdot 2 \cdot V & (T_c < T) \end{cases} \quad (2.2)$$

$$T_c = 1.6\pi \cdot V/A \quad (2.3)$$

解放基盤面露頭波の加速度応答スペクトル S_{ab} (図2.2)は、(2.2)式に示すように $T_c < T$ の領域では、最大速度 V でその振幅が表される。解放基盤面露頭波の加速度応答スペクトル S_{ab} が一定値を示す上限周期 T_c は A/V で表されるので、 A/V を地震動(解放基盤面露頭波)の卓越振動数に対応した指標として用いる。

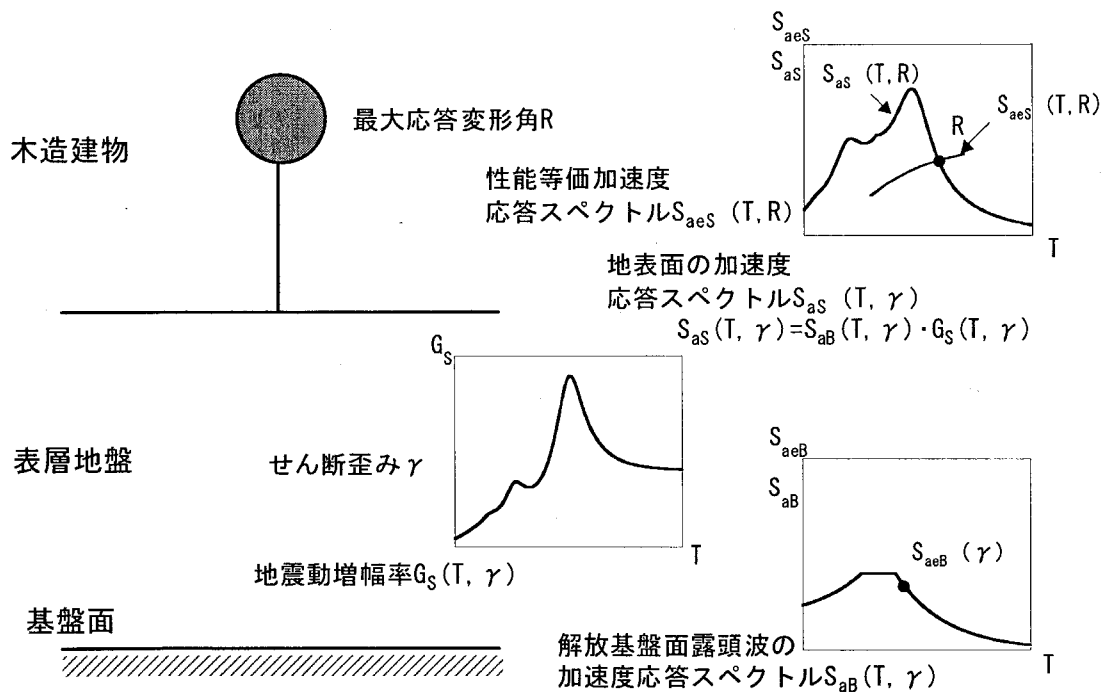


図2.1 表層地盤と木造建物の簡略的応答評価手法

2.3.2 表層地盤の地震動増幅率 G_s

ここでは、表層地盤の地震動増幅率 G_s の評価法を示す。

まず、地盤モデルは図2.3に示すように、一様な表層地盤と基盤との2層地盤モデルとする。ここで、表層地盤内のせん断歪み γ は一様とし、歪み依存性は既往の数多くの土質試験結果を回帰した今津・福武モデル^{2.9)}と改正建築基準法で用いられている大崎・原モデル^{2.10)}の2種類(砂質土、粘性土)を考える(図2.4)。弾性時における表層地盤のせん断波(S波)速度 V_{s0} 、減衰定数 h_{s0} 、密度 ρ 、層厚 H_s 、基盤のS波速度 V_{sB} 、減衰定数 h_B 、密度 ρ_B を用いると、弾性時における表層地盤の1次固有周期は $T_{s0} = 4H_s/V_{s0}$ 、インピーダンス比は $\alpha_0 = \rho \cdot V_{s0} / \rho_B \cdot V_{sB}$ となる(図2.3)。

次に、非線形時における表層地盤のS波速度 V_s と1次固有周期 T_s は、剛性低減率 G/G_0 - γ 曲線および $V_{s0} = \sqrt{G_0/\rho}$ の関係式を用いると、次式のようにになる。

$$V_s(\gamma) = V_{s0} \cdot \sqrt{(G(\gamma)/G_0)} \quad (2.4)$$

$$T_s(\gamma) = T_{s0} / \sqrt{(G(\gamma)/G_0)} \quad (2.5)$$

すなわち、非線形時における表層地盤のS波速度 V_s 、ひいては表層地盤の1次固有周期 T_s はせん断歪み γ の関数として表される。

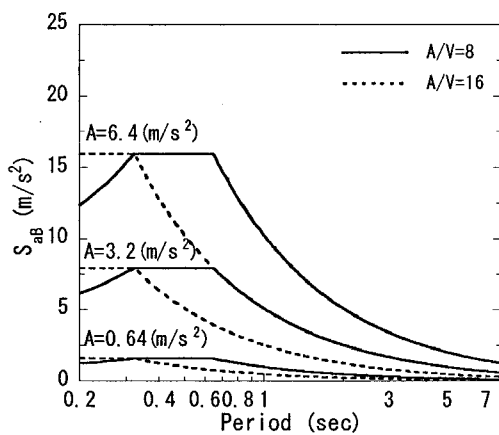


図 2.2 解放基盤面の加速度応答スペクトル S_{ab}

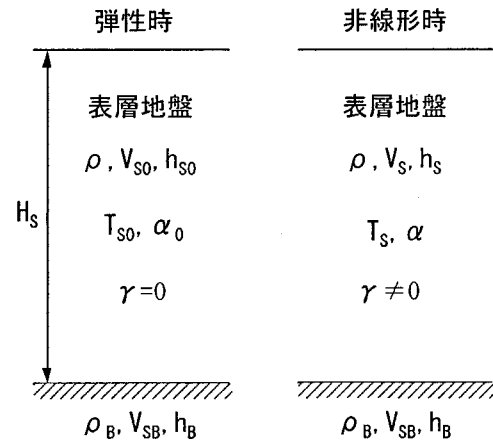


図 2.3 表層地盤の解析モデル

最後に、表層地盤の地震動増幅率 G_s には、重複反射理論^{2.11)}に基づく伝達関数を用いる。非線形時の複素円振動数 p 、インピーダンス比 α を用いると、表層地盤の地震動増幅率 G_s は次式で表される。

$$G_s(T, \gamma) = 1 / \left| \cos \left(\frac{p(T, \gamma) \cdot H_s}{V_s(\gamma)} \right) + i \cdot \alpha(\gamma) \cdot \sin \left(\frac{p(T, \gamma) \cdot H_s}{V_s(\gamma)} \right) \right| \quad (2.6)$$

$$p(T, \gamma) = \left(\frac{2\pi}{T} \right) \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 2ih_s(\gamma)}} \quad (2.7)$$

$$\alpha(\gamma) = \sqrt{\frac{\rho \cdot V_s(\gamma) \cdot (1 + 2ih_s(\gamma))}{\rho_B \cdot V_{SB} \cdot (1 + 2ih_B)}} \quad (2.8)$$

(2.4)～(2.8)式より、表層地盤の地震動増幅率 G_s もせん断歪み γ の関数として表されることがわかる。

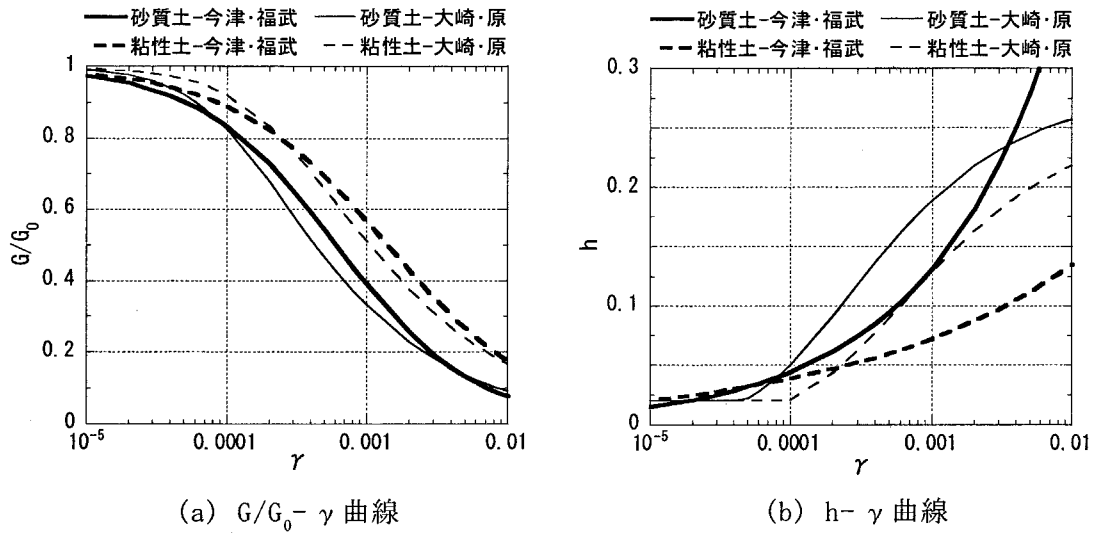


図 2.4 歪み依存性^{2.9, 2.10)}

2.3.3 地表面の加速度応答スペクトル S_{as} の評価

ここでは、表層地盤内のせん断歪み γ に対応する解放基盤面露頭波の等価加速度応答スペクトル値 S_{aeB} を求める事を考える。まず、表層地盤内の変位分布は1次固有モードが卓越し、直線であると仮定する。基盤面に対する地表面の最大相対変位はせん断歪み(最大せん断歪み) γ を用いると、 $\gamma \cdot H_s$ と表される。次に、地表面の最大相対変位 $\gamma \cdot H_s$ が表層地盤の非線形時1次固有周期 T_s となる1質点系の最大応答変位に対応すると考える。最大応答変位と最大応答加速度の近似的関係^{2.12)}の他に、減衰定数の増大による等価加速度応答スペクトル値の低減率 F_h を用いれば、解放基盤面露頭波の等価加速度応答スペクトル値 S_{aeB} は以下のように略算することができる。

$$S_{aeB}(T_s(\gamma), h=0.05, \gamma) = \left(\frac{2\pi}{T_s(\gamma)} \right)^2 \cdot \frac{\gamma \cdot H_s}{F_h(h_{es}(\gamma))} \quad (2.9)$$

$$F_h(h_{es}(\gamma)) = \frac{1.5}{1+10 \cdot h_{es}(\gamma)} \quad (2.10)$$

ここで、等価減衰定数 h_{es} は1質点系の伝達関数の振幅の最大値 $1/(2h_{es})$ と、表層地盤の非線形時1次固有周期 T_s における増幅率 G_{s1} ^{2.11)} とを等値して、以下のように表される。

$$h_{es}(\gamma) = 1/(2 \cdot G_{s1}(\gamma)) \quad (2.11)$$

$$G_{s1}(\gamma) = G_s(T_s, \gamma) = 1/\left(1.57 \cdot h_s(\gamma) + \alpha_0 \cdot \sqrt{(G(\gamma)/G_0)}\right) \quad (2.12)$$

以上の関係を用いて、表層地盤内のせん断歪み γ に対応した地表面の加速度応答スペクトル S_{as} を算定する。すなわち、せん断歪み γ に対応した非線形時1次固有周期 T_s で、解放基盤面露頭波の等価加速度応答スペクトル値 S_{aeB} ((2.9)式)と等しい加速度応答スペクトル S_{ab} を求める。そして、解放基盤面露頭波の加速度応答スペクトル S_{ab} に表層地盤の地震動増幅率 G_s ((2.6)式)を乗じて、地表面の加速度応答スペクトル S_{as} を求める((2.1)式)。

なお、解放基盤面露頭波の加速度応答スペクトル S_{ab} に応じたせん断歪み γ を求める際には、例えば、以下のような手順で γ について収斂計算を行えば良い。i)せん断歪み γ の初期値を設定する。ii)(2.9)式より S_{aeB} を算定する。iii)せん断歪み γ を $\gamma \cdot S_{ab}/S_{aeB}$ と修正する。iv)(ii)～(iii)を $S_{ab}=S_{aeB}$ となるまで繰り返す。

2.4 木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS}

木造建物の応答評価には、性能等価加速度応答スペクトル^{2.7)}を用いる。概要を図2.5に示すように、性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} は地震観測記録や地震荷重の加速度応答スペクトル S_{aS} と直接的に比較可能なように、限界耐力計算の計算過程を用いて、建物の限界性能(限界耐力、限界変形)をそれと等価な加速度応答スペクトル S_{aeS} に換算したものである。換算においては、まず、復元力特性の骨格曲線をBilinear型に近似する。限界変形角 R に対応した塑性の程度を表す係数 D_f は降伏変形角 R_y を用いると、

$$D_f(R) = R/R_y \quad (2.13)$$

となり、建物の等価減衰定数 h_{et} は以下のように表される^{2.13)}。

$$h_{et}(R) = \lambda \cdot \left(1 - 1/\sqrt{D_f(R)}\right) + h_0 \quad (2.14)$$

ただし、木造建物の初期減衰 h_0 は比較する地震動(設計用の地震動^{2.8)}と観測地震動)によって設定方法が異なる^{2.14)}。設計用の地震動(荷重指針に示されているスペクトル形状)に対する木造建物応答を求める場合には、

$$h_0 = 0.05 \quad (2.15)$$

と表される。一方、観測地震動に対する木造建物応答を求める場合には、木造建物の初期減衰 h_0 は以下のように表される。

$$\begin{cases} h_{et}(R) < 0.05 \text{ の場合} & h_0 = 0.05 - h_{et}(R) \\ h_{et}(R) \geq 0.05 \text{ の場合} & h_0 = 0 \end{cases} \quad (2.16)$$

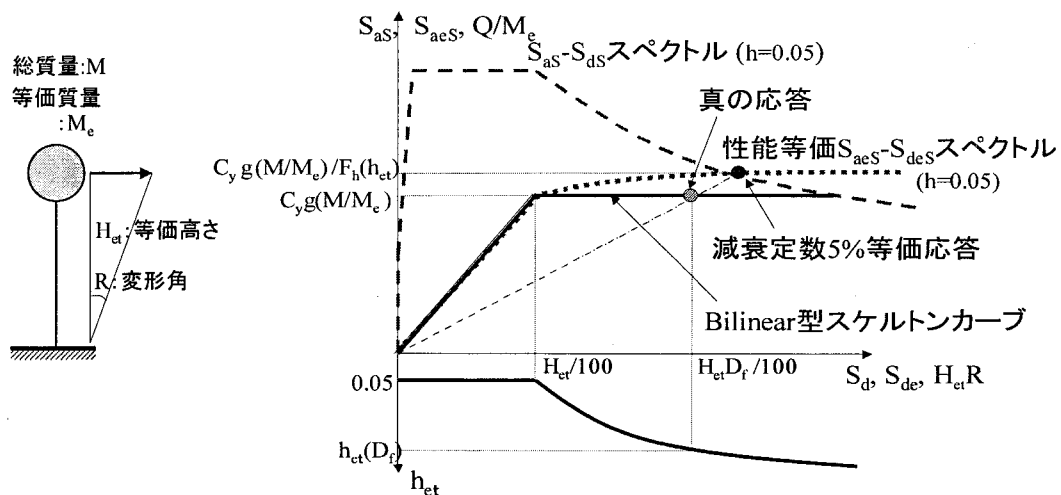


図2.5 木造建物の性能等価加速度応答スペクトルの概要^{2.7)}

限界変形角 R に対する等価建物固有周期 T_{et} と T_{el} に対応する性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} は、加速度応答スペクトル低減率 F_h を用いて次式で表される。

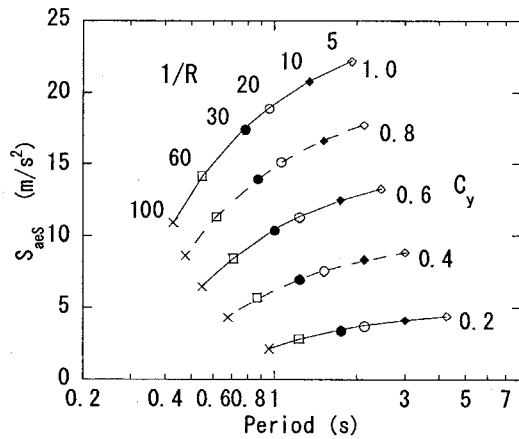
$$T_{et}(R, C_y) = 2\pi \sqrt{\mu \cdot H_{et} \cdot R / (C_y \cdot g)} \quad (2.17)$$

$$S_{aes}(R, C_y, h=0.05) = Q_y / (M_e \cdot F_h(h_{et}(R))) = C_y \cdot g / (\mu \cdot F_h(h_{et}(R))) \quad (2.18)$$

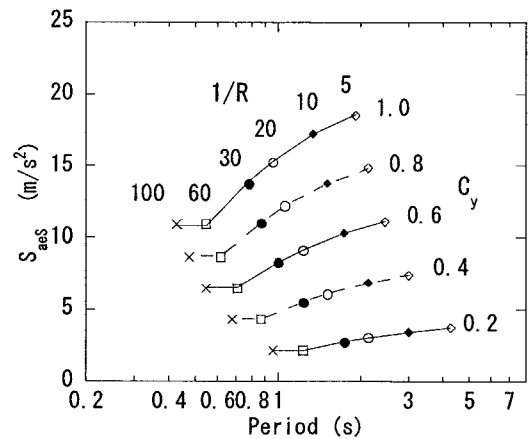
$$\text{ただし、} \mu = M_e / M \quad (2.19)$$

そして、木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} と地表面の加速度応答スペクトル S_{as} の交点から、木造建物の最大応答変形角 R を評価する。

一例として、以下に示す条件の木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} を図2.6に示す。ここでは、木造建物は2階建てを想定し、質量の等しい2質点系の1次固有モードが直線である場合を仮定して、等価高さ $H_{et}=5.0\text{m}$ 、 $\mu=0.9$ の1質点系(等価質量 M_e)に縮約している。復元力特性は既往の木造構造要素実験データベース^{2.15,2.16}を参考に、降伏変形 $R_y=1/100\text{rad}$ の完全弾塑性型の骨格曲線で表し、(2.14)式中の λ は木造建物の耐震要素が筋かいの場合に適用される値 $0.2^{2.17}$ と設定している。降伏せん断力係数 $C_y(=Q_y/Mg: Q_y$ は降伏せん断力、 Mg は建物総重量)は、 $C_y=0.2 \sim 1.0$ まで、 0.2 ずつ変化させている。



(a) 設計用の地震動(荷重指針に示されているスペクトル形状)の場合



(b) 観測地震動の場合

図 2.6 木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes}

2.5 周波数応答解析との比較

提案手法による表層地盤の応答(地震動増幅率)評価精度を例証するため、周波数応答解析(SHAKE)から得られる地震動増幅特性(伝達関数)と比較する。ここでは、簡略的応答評価手法のモデル化(2層地盤化)の影響も見するため、周波数応答解析では、層分割を行ない6層地盤としてモデル化している。また、表層地盤への入射地震動は、加速度応答スペクトルが解放基盤面露頭波の加速度応答スペクトル S_{ab} に適合するような模擬地震動波を10波(継続時間は120s、位相特性をランダムに変化)作成する。(2.6)、(2.1)式より得られた表層地盤の地震動増幅率 G_s と地表面の加速度応答スペクトル S_{as} を図2.7に示す。同図中には、10波を用いた周波数応答解析結果(伝達関数および地表面の加速度応答スペクトル)の平均(太点線)の他に、平均±標準偏差(細点線)を示している。なお、模擬地震動10波のばらつきは、図2.7からは十分に判読できないほど小さくなっている。ここで、表層地盤については、 $T_{s0}=0.5s$ 、 $\alpha_0=0.3$ 、 $V_{s0}=120m/s$ 、粘性土、大崎・原モデル、解放基盤面露頭波については、 $A/V=8$ 、 $A=0.64m/s^2$ および $3.2m/s^2$ としている。図2.7(a)より、周波数応答解析によって得られる伝達関数は(2.6)式によって概ね近似できていることがわかる。図2.7(b)の加速度応答スペクトルで比較すると、周波数応答解析との差がやや大きくなっている。これは、伝達関数として表した地震動増幅率 G_s が、解放基盤面に対する地表面の加速度応答スペクトルの比から乖離していくためと考えられる。

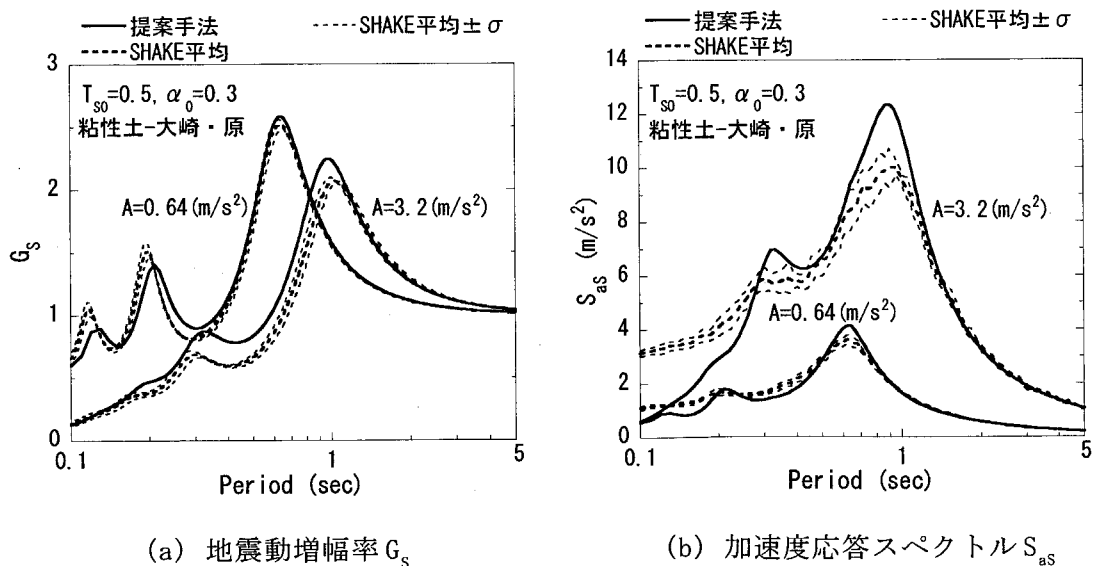


図 2.7 周波数応答解析 (SHAKE) との比較

2.6 第2章のまとめ

ここでは、表層地盤への入射地震動特性、表層地盤の地震動増幅特性が、木造建物の応答・被害に及ぼす影響と、木造建物の耐震性能による被害の違いについて検討することを目的として、各影響要因や木造建物の応答・被害への影響度の考察を容易とするための表層地盤と木造建物の簡略的応答評価手法を提案した。

提案手法では、表層地盤を2層地盤モデル、木造建物を1質点系モデルで表している。そして、表層地盤への入射地震動を解放基盤面露頭波として設定し、表層地盤と木造建物の応答をともに応答スペクトル法に基づいて評価する。

第2章の参考文献

- 2.1) 林康裕，宮腰淳一：兵庫県南部地震における被害率曲線，災害部門PD，地震動の特性と建築物の被害－経験と予測－，pp.15-20，1998.
- 2.2) 長谷川浩一，翠川三郎，松岡昌志：地域メッシュ統計を利用した広域での木造建物群の震害予測－その2建築年代別木造建築物の被害関数の作成と震害予測例－，日本建築学会構造系論文集，No.505，pp.53-59，1998.3.
- 2.3) 村尾修，山崎文雄：自治体の被害調査結果に基づく兵庫県南部地震の建物被害関数，日本建築学会構造系論文報告集，No.527，pp.189-196，2000.1.
- 2.4) 鈴木祥之，中治弘行：強震動下における木造建物の地震応答と耐震性評価，第2回都市直下地震災害総合シンポジウム，pp.211-214，1997.11.
- 2.5) 鈴木三四郎，山田明，浅野幸一郎：軸組木造住宅の地震応答解析 その1振動実験結果による復元力特性のモデル化，日本建築学会大会学術講演便覧集，pp.205-206，2001.9.
- 2.6) 三浦賢治，古山田耕司，飯場正紀：応答スペクトル法による表層地盤の非線形増幅特性の解析法，日本建築学会構造系論文集，No.539，pp.57-62，2001.1.
- 2.7) 林康裕：性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価，第11回日本地震工学シンポジウム，pp.651-656，2002.11.
- 2.8) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，pp.406-409，1997.7.
- 2.9) 今津雅紀，福武毅芳：動的変形特性のデータ処理に関する一考察，第21回土質工学研究発表会，pp.533-536，1986.6.
- 2.10) 大崎順彦，原昭夫，清田芳治：地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例，第5回日本地震工学シンポジウム，pp.697-703，1978.11.
- 2.11) 国土交通省建築研究所：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景，2001.3.
- 2.12) 理論地震動研究会編著：地震動－その合成と波形処理－，鹿島出版会，pp.108-110，1994.2.

- 2.13) 国土交通省住宅局建築指導課他：2001年限界耐力計算法の計算例とその解説，2001.3.
- 2.14) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法，学芸出版社，2004.3.
- 2.15) 後藤正美：構造要素のデータベースの試み，木構造と木造文化の再構築，日本建築学会特別研究委員会・日本建築学会近畿支部，pp.152-157，2001.
- 2.16) 鈴木祥之，斉藤幸雄，桎原健一，五十子幸樹，野島千里：木造軸組の耐震性能評価法－小変形から大変形・倒壊の領域まで評価する限界耐力計算－，第11回日本地震工学シンポジウム，pp.1523-1528，2002.11.
- 2.17) 京都府建築士会他：木造軸組構法の新しい耐震設計法－京町家の改修促進に向けて－，2002.7.

第3章 簡略的応答評価手法を用いた木造建物被害要因の定性的分析

3.1 概要

ここでは、第2章で提案した簡略的応答評価手法を用いて、表層地盤への入射地震動特性、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物の応答・被害に及ぼす影響について検討するとともに、木造建物の耐震性能による応答・被害の違いについても検討する。まず、3.2節では、提案手法を用いて表層地盤への入射地震動特性と表層地盤の地震動増幅特性との関係について分析する。次に、3.3節では、表層地盤への入射地震動特性、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答に及ぼす影響についてパラメータ解析を行い検討する。そして、3.4節では、近年の地震被害事例である1995年兵庫県南部地震、2000年鳥取県西部地震、2001年芸予地震における木造建物の被害要因について、簡略的応答評価手法を用いて分析を行う。最後に、3.5節では、1995年兵庫県南部地震における京都市の木造建物被害について、京都市域における地震観測ネットワークの観測記録や深部地下構造調査結果に基づいた地盤モデルを用いた分析から検討する。

3.2 表層地盤の地震動増幅特性

表層地盤の非線形性が表層地盤の地震動増幅特性に及ぼす影響を把握するため、表層地盤の地震動増幅率 G_s とせん断歪み γ との関係について調べる。ここでは、表層地盤の地震動増幅率 G_s を特徴づける指標として、非線形時1次固有周期 T_s での増幅率 G_{s1} ((2.12)式)と無次元1次固有周期 T_s/T_{s0} ((2.5)式)に着目する。

3.2.1 表層地盤の非線形性の影響

まず、非線形時1次固有周期 T_s での増幅率 G_{s1} とせん断歪み γ との関係を図3.1に示す。図3.1(a)、(b)では、各インピーダンス比 α_0 を0.3、0.4としている。(2.12)式からもわかるように、 G_{s1} は α_0 が小さいほど大きくなる。 γ が小さく弾性時に近い場合の G_{s1} は、 $\alpha_0=0.3$ の場合に $G_{s1}=3.0$ 、 $\alpha_0=0.4$ の場合に $G_{s1}=2.3$ となっている。せん断歪み γ の増大に伴って、土質種別や歪み依存モデルの違いによる非線形時1次固有周期 T_s での増幅率 G_{s1} の差が明瞭となり、例えば $\alpha_0=0.3$ 、 $\gamma=0.01$ の場合には、 $G_{s1}=1.5 \sim 3.0$ の範囲でばらついている。

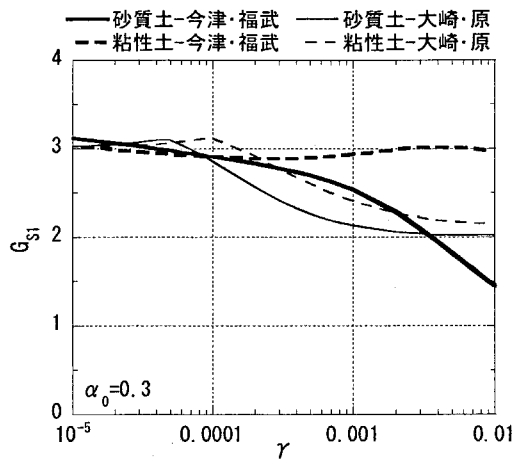
次に、無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} とせん断歪み γ との関係を図3.1(c)に示す。 T_s/T_{s0} は(2.5)式に示すように G/G_0 - γ 曲線の1/2乗で表されることから、 G/G_0 - γ 曲線と同様に、土質種別が同じであれば歪み依存モデルの違いは小さい。例えば、せん断歪み γ が0.01の場合、無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} は粘性土で $T_s/T_{s0}=2.5$ 、砂質土で $T_s/T_{s0}=3.5$ となっている。

3.2.2 解放基盤面露頭波の影響(特に、1次固有周期の変化)

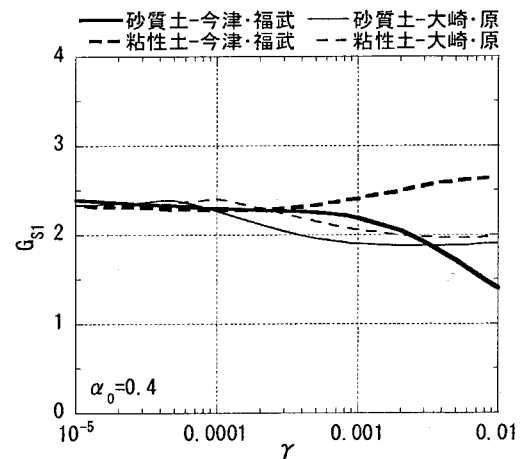
ここでは、解放基盤面露頭波の最大速度 V と表層地盤の地震動増幅率 G_s との関係について、弾性時における表層地盤のS波速度 V_{s0} 、インピーダンス比 α_0 、1次固有周期 T_{s0} 、土質種別、歪み依存モデルの影響を分析する。

解放基盤面露頭波の最大速度 V と無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} との関係を図3.2に示す。図3.2では、表層地盤の土質を砂質土(今津・福武モデル^{3.1)}、解放基盤面露頭波の卓越振動数に対応した指標 A/V を $A/V=8$ 、16としている。

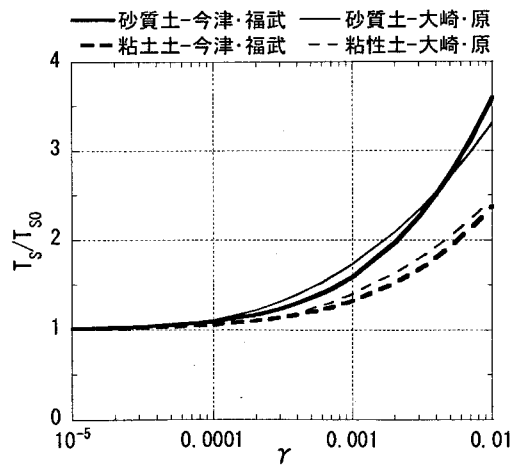
まず、S波速度 V_{s0} の影響について図3.2(a)に示す。無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} と解放基盤面露頭波の最大速度 V との関係は、表層地盤のS波速度 V_{s0} によって変化する。そのため、図3.2中ではS波速度 V_{s0} を $V_{s0}=160\text{m/s}$ の値で基準化した上で、解放基盤面露頭波の最大速度 V を $(160/V_{s0}) \cdot V$ と表しているが、これにより、S波速度 V_{s0} の影響を適切に補正する事ができている。また、インピーダンス比 α_0 の影響について図3.2(b)に示す。インピー



(a) 増幅率 G_{s1} ($\alpha_0=0.3$)



(b) 増幅率 G_{s1} ($\alpha_0=0.4$)



(c) 無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0}

図3.1 せん断歪み γ と地震動増幅率 G_s との関係

ダンス比 α_0 により無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} は若干変化するが、その影響は大きくない。

次に、弾性時1次固有周期 T_{s0} の影響について図3.2(c)に示す。図示した結果のうち、 $T_{s0}=0.2s$ の時には、 $A/V=8$ の場合と $A/V=16$ の場合で、解放基盤面露頭波の最大速度 V と無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} との関係に大きな差が見られる。例えば、 $T_{s0}=0.2$ の場合でみると、 $(160/V_{s0}) \cdot V=0.4m/s$ の時、 $A/V=16$ (上限周期 $T_c=0.31s$) の場合、 $T_s/T_{s0}=2.3$ で、 $T_s=0.46s(>T_c)$ となっている。また同様に、 $A/V=8$ ($T_c=0.63s$) の場合には、 $T_s/T_{s0}=1.7$ で、非線形時1次固有周期 T_s は $0.34s(<T_c)$ となっている。しかし、 $A/V=8$ ($T_c=0.63s$) の場合でも、 $(160/V_{s0}) \cdot V=0.8m/s$ と大きくなって、非線形時1次固有周期 T_s が長周期化し ($T_s=0.64s$)、 $T_s > T_c$ となると、 $A/V=16$ と同じ曲線上にのってくる。すなわち、解放基盤面露頭波の最大速度 V と無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} との関係は、表層地盤の非線形時1次固有周期 T_s と解放基盤面露頭波の上限周期 T_c との大小関係によって変化している。

そこで、表層地盤の非線形時1次固有周期 T_s と解放基盤面露頭波の上限周期 T_c の関係を図3.3(a)に示し、これを用いて図3.2(c)の結果を今一度考察する。例えば、 $T_{s0}=0.2$ 、 $A/V=8$ の場合でみると、 T_s は $(160/V_{s0}) \cdot V=0.8m/s$ の時に、 $A/V=8$ の上限周期 $T_c=0.63s$ を超えている(図3.3(a)の○印)。この様に、 T_s と T_c の大小関係に着目して図3.2(c)を図3.3(a)と対応させて見てみると、 $T_s > T_c$ の場合に、 T_s/T_{s0} は解放基盤面露頭波の最大速度 V に関する1つの曲線(関数)で表されることがわかる。また、 $T_s < T_c$ となる場合でも、 T_s と T_c の差が大きい場合 ($T_{s0}=0.2s$ 、 $A/V=16$ のような場合) には、 $T_s > T_c$ の場合との差は小さい。

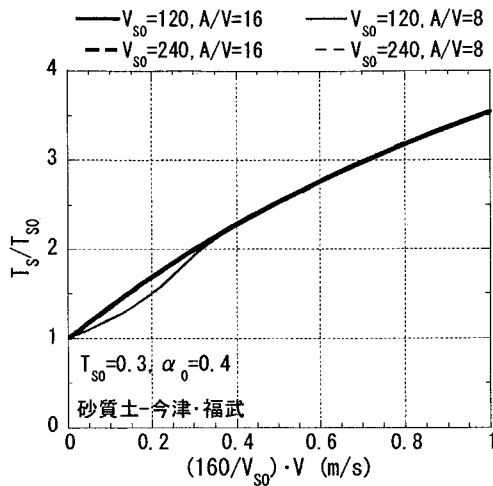
$T_s > T_c$ の場合について、土質種別、歪み依存モデル別の解放基盤面露頭波の最大速度 V と無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} との関係を図3.2(d)に示す。 T_s/T_{s0} は土質種別による違いは見られるが、歪み依存モデルによる違いは殆ど見られていない。そして、表層地盤のS波速度 $V_{s0}=160m/s$ 時の T_s/T_{s0} を同図から読むと、 $V=0.4m/s$ では、砂質土の場合に $T_s/T_{s0}=2.3$ 、粘性土の場合に $T_s/T_{s0}=1.6$ 、 $V=0.8m/s$ では砂質土の場合に $T_s/T_{s0}=3.2$ 、粘性土の場合に $T_s/T_{s0}=2.6$ となっている。なお、 $T_s > T_c$ の場合には、解放基盤面露頭波の最大速度 V と無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} との関係が、図3.2(d)を回帰して得られた次式を用いて略算することができよう。

$$T_s/T_{s0}=1+\beta \cdot ((160/V_{s0}) \cdot V)^{0.7} \quad (3.1)$$

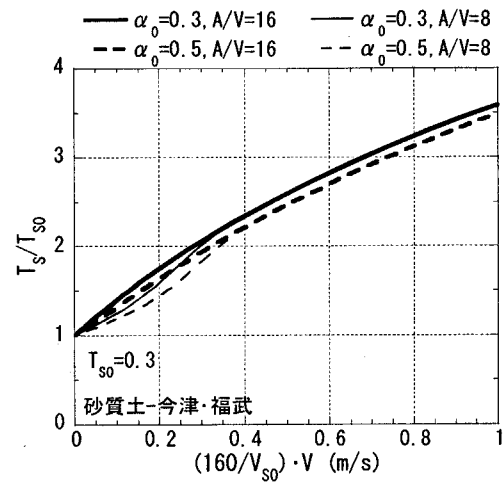
(砂質土: $\beta=2.5$, 粘性土: $\beta=1.25$)

簡略的応答評価手法では、表層地盤内のせん断歪み γ を一様と仮定しているので、弾性時1次固有周期 T_{s0} を固定すれば、 V/V_{s0} はせん断歪み γ に対応するものになり、それゆえ、(3.1)式の様に統一的な表現が可能となっている。

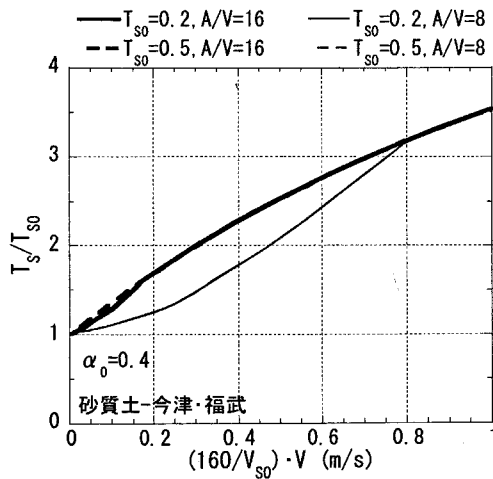
一方、非線形時1次固有周期 T_s での増幅率 G_{s1} についても、無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} と同様に解放基盤面露頭波の最大速度 V と関係づけることができる(図3.4(a))。ただし、先述のように、非線形時1次固有周期 T_s での増幅率 G_{s1} はインピーダンス比 α_0 によって変化し、 α_0 が小さいほど G_{s1} は大きくなる。なお、図3.4(b)に示すように、土質種別や歪み依存モデルによっても非線形時1次固有周期 T_s での増幅率 G_{s1} は変化する。



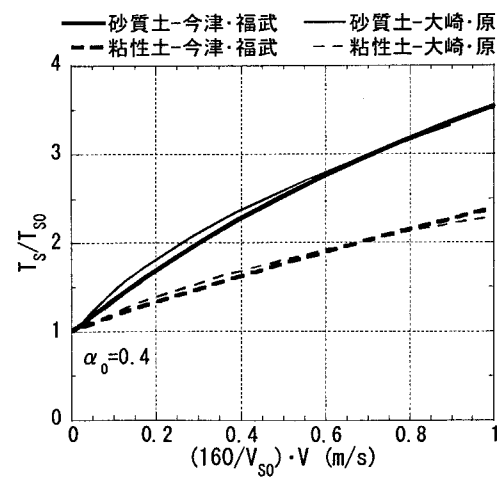
(a) V_{s0} による変化



(b) α_0 による変化

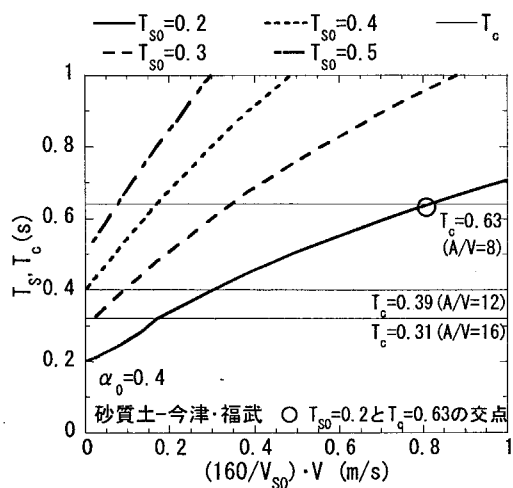


(c) T_{s0} による変化

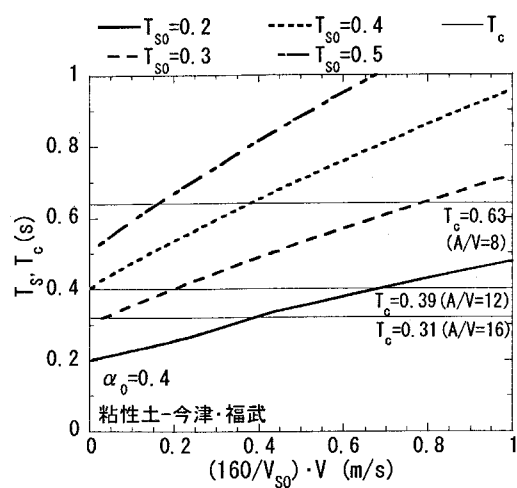


(d) 歪み依存性による変化

図3.2 最大速度 V と無次元化1次固有周期 T_s/T_{s0} との関係

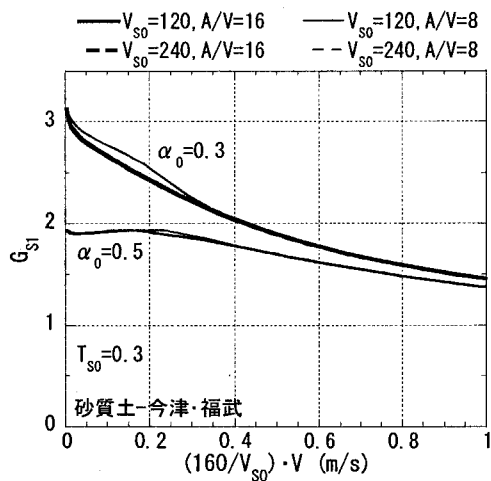


(a) 砂質土

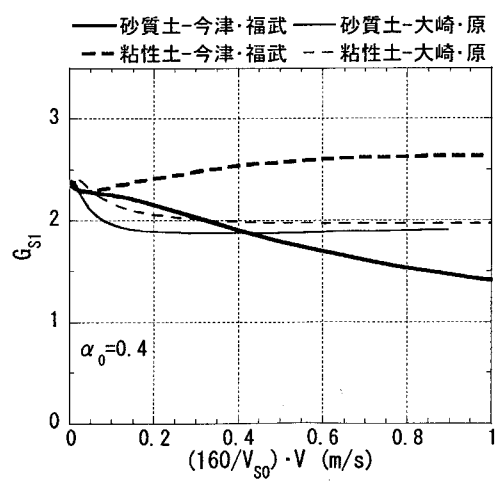


(b) 粘性土

図 3.3 最大速度 V による T_{s0} および T_s と T_c との関係



(a) α_0 による変化



(b) 歪み依存性による変化

図 3.4 最大速度 V と増幅率 G_{s1} との関係

3.3 木造建物の応答および被害への影響評価

表層地盤への入射地震動特性や表層地盤の地震動増幅特性が地表面の加速度応答スペクトル、つまり木造建物の応答や被害に対してどの程度影響するかについて検討を行なう。検討においては、まず、弾性時における表層地盤の1次固有周期 T_{s0} 、インピーダンス比 α_0 、S波速度 V_{s0} 、地盤物性(土質種別や歪み依存モデル)、解放基盤面露頭波の卓越振動数に対応した指標 A/V 、最大速度 V を解析パラメータとして、地表面の加速度応答スペクトル S_{as} を算定する。その際、表層地盤については、 $\alpha_0=0.4$ 、 $V_{s0}=160\text{m/s}$ 、土質を粘性土(今津・福武モデル)、解放基盤面露頭波については、 $A/V=8$ 、 $V=0.4\text{m/s}$ とした場合を基本ケースとしている(図3.5～図3.7)。

一方、木造建物については、2.4節と同様に、2階建て木造建物を想定し、質量の等しい2質点系の1次固有モードが直線である場合を仮定して、等価高さ $H_{et}=5.0\text{m}$ 、 $\mu=0.9$ の1質点系に縮約している。そして、降伏せん断力係数 C_y (耐力)を $C_y=0.2\sim 1.0$ の範囲で変化させて、木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} を算定する(図2.6)。以下では、各解析パラメータが木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} と地表面の加速度応答スペクトル S_{as} との交点より得られる木造建物の最大応答変形角 R に及ぼす影響を考察する。

3.3.1 S波速度 V_{s0} とインピーダンス α_0 の影響

まず、S波速度 V_{s0} とインピーダンス比 α_0 をパラメータとして得られた結果をそれぞれ図3.5(a)、(b)に示す。弾性時における表層地盤のS波速度 V_{s0} やインピーダンス比 α_0 が異なると、非線形時における表層地盤の1次固有周期 T_s や地表面の加速度応答スペクトル S_{as} のピーク値も若干変化している。しかし、地表面の加速度応答スペクトル S_{as} 、ひいては S_{aes}

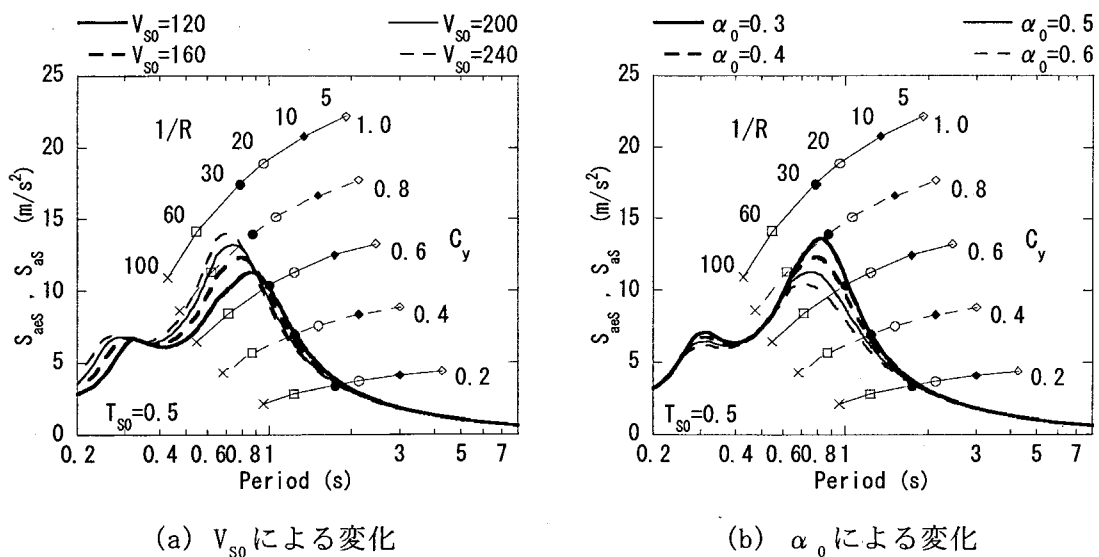


図 3.5 V_{s0} 、 α_0 が木造建物応答に及ぼす影響

($\alpha_0=0.4$ 、 $V_{s0}=160$ 、粘性土 - 今津・福武モデル、 $A/V=8$ 、 $V=0.4$)

と木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} との交点として評価される木造建物の最大応答変形角 R には、大きな変化は見られない。従って、表層地盤の弾性時1次固有周期 T_{s0} が等しい場合には、S波速度 V_{s0} やインピーダンス比 α_0 が木造建物被害に及ぼす影響は大きくないと言えよう。

3.3.2 1次固有周期 T_{s0} と卓越振動数に対応した指標 A/V の影響

次に、表層地盤の弾性時1次固有周期 T_{s0} と解放基盤面露頭波の卓越振動数に対応した指標 A/V の影響について分析する。

まず、弾性時1次固有周期 T_{s0} についての結果を図3.6(a)に示す。 T_{s0} の違いによって、地表面の加速度応答スペクトル S_{as} は大きく変化している。このため、降伏せん断力係数 $C_y=0.6$ と耐力が高い木造建物の場合には、最大応答変形角も $R=1/30 \sim 1/60\text{rad}$ と大きく変化している。しかし、 C_y が0.2以下と耐力が低い木造建物の場合には、最大応答変形角 R の変化は小さく、概ね $R \approx 1/30\text{rad}$ となっている。

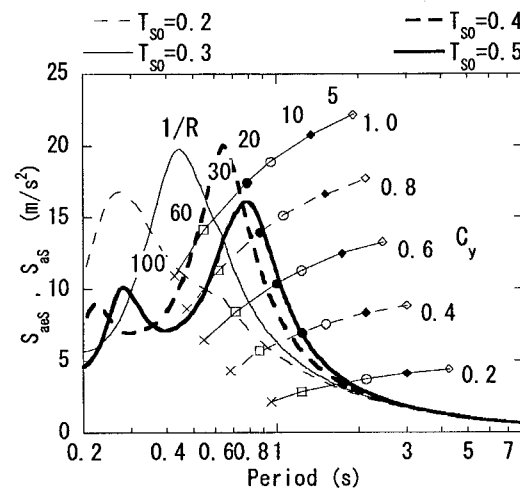
次に、弾性時1次固有周期 $T_{s0}=0.2\text{s}$ として、解放基盤面露頭波の卓越振動数に対応した指標 A/V を変化させた場合の結果を図3.6(b)に示す。同図より、 $A/V=12 \sim 20$ とした場合の地表面の加速度応答スペクトル S_{as} には差が殆ど見られず、 $A/V=8(T_c=0.63\text{s})$ とした場合の S_{as} のみ、 T_c より短周期側で $A/V=12 \sim 20$ の結果と差が生じている。ここで、図3.6(b)に示したケースのうち、 $A/V=16, 20$ の場合は $T_s > T_c$ 、 $A/V=8, 12$ の場合には $T_s < T_c$ となっているが(図3.3(b)参照)、 $A/V=12$ の場合の T_c と T_s の差は約0.1と小さい。

同様に、弾性時1次固有周期 T_{s0} が0.2sよりも長い場合($T_{s0} > 0.2\text{s}$)、 $T_{s0}=0.5\text{s}$ について、 A/V を変化させた結果を図3.6(c)に示す。 $T_{s0}=0.2\text{s}$ の場合(図3.6(b))と比べると、 A/V の値に関係なく $T_s > T_c$ となっているため、1次固有周期付近では S_{as} に違いは見られていない。ただし、短周期領域の加速度応答スペクトルの振幅レベル(最大速度 V を一定としているため、最大加速度 A)の違いにより、2次固有周期と思われる0.3s付近において大きな差が見られているが、木造建物の最大応答変形角 R には殆ど影響していない。

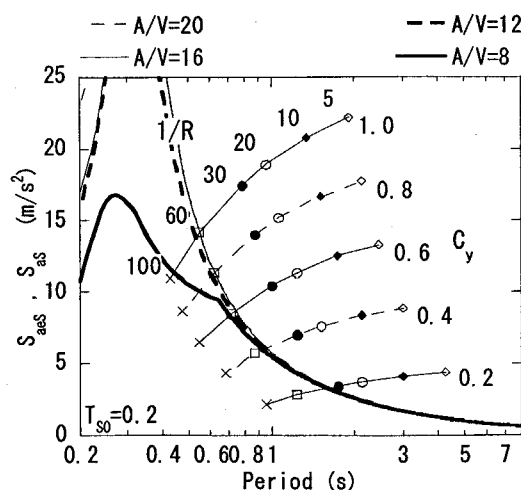
以上より、地表面の加速度応答スペクトル S_{as} の差を木造建物被害の観点から考察すると、表層地盤の弾性時1次固有周期 T_{s0} を変化させた場合と同様、解放基盤面露頭波の卓越振動数に対応した指標 A/V によっては($T_s < T_c$ の場合)、耐力の高い木造建物の被害程度に差が生じる場合があると言えよう。

3.3.3 最大速度 V や地盤物性の影響

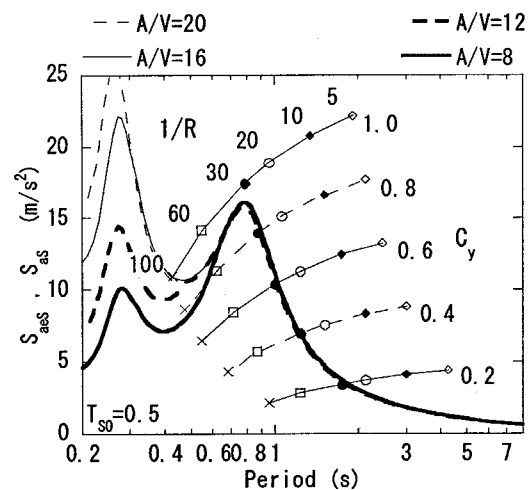
最後に、解放基盤面露頭波の最大速度 V と表層地盤の地盤物性(土質種別や歪み依存モデル)が、木造建物の応答や被害に及ぼす影響について考察する。まず、表層地盤の弾性時1次固有周期 T_{s0} を $T_{s0}=0.3s$ 、解放基盤面露頭波の卓越振動数に対応した指標 A/V を $A/V=8$ 、16 とし、最大速度 V を変化させた場合の結果を図3.7(a)に示す。木造建物の最大応答変形角 R は解放基盤面露頭波の最大速度 V とともに増加し、木造建物の降伏せん断力係数 C_y に関係せず、ほぼ一定値になっている。また、地盤物性を変化させた場合の結果を図3.7(b)に示す。粘性土と砂質土では、歪み依存モデル(動的変形特性)の違いにより表層地盤の地震動増幅率 G_s が異なるため、粘性土の方が大きな加速度応答スペクトル値 S_{as} を示している。そのため、粘性土の方が耐力の高い木造建物に被害を生じさせる可能性が高くなっている。



(a) T_{s0} による変化



(b) A/V による変化 $T_{s0}=0.2$



(c) A/V による変化 $T_{s0}=0.5$

図3.6 T_{s0} 、 A/V が木造建物応答に及ぼす影響

($\alpha_0=0.4$ 、 $V_{s0}=160$ 、粘性土-今津・福武モデル、 $A/V=8$ 、 $V=0.4$)

3.3.4 建物被害への影響度のまとめ

以上をまとめると、以下の事が指摘できる。木造建物の応答や被害に対して、解放基盤面露頭波の最大速度 V の影響が大きい。また、表層地盤の弾性時1次固有周期 T_{s0} や土質種類の違いによって地震動増幅特性に差が生じるが、木造建物被害の観点から見れば耐力の比較的高い木造建物に影響が表れやすいと考えられる。さらに、木造建物の耐震性能を考えた場合、解放基盤面露頭波の最大速度 V が大きくなると木造建物の最大応答変形角 R は降伏せん断力係数 C_y による差が小さくなっていく。このため、耐力向上だけを行なう耐震補強では、必ずしも木造建物被害の低減効果は期待できないと考えられる。

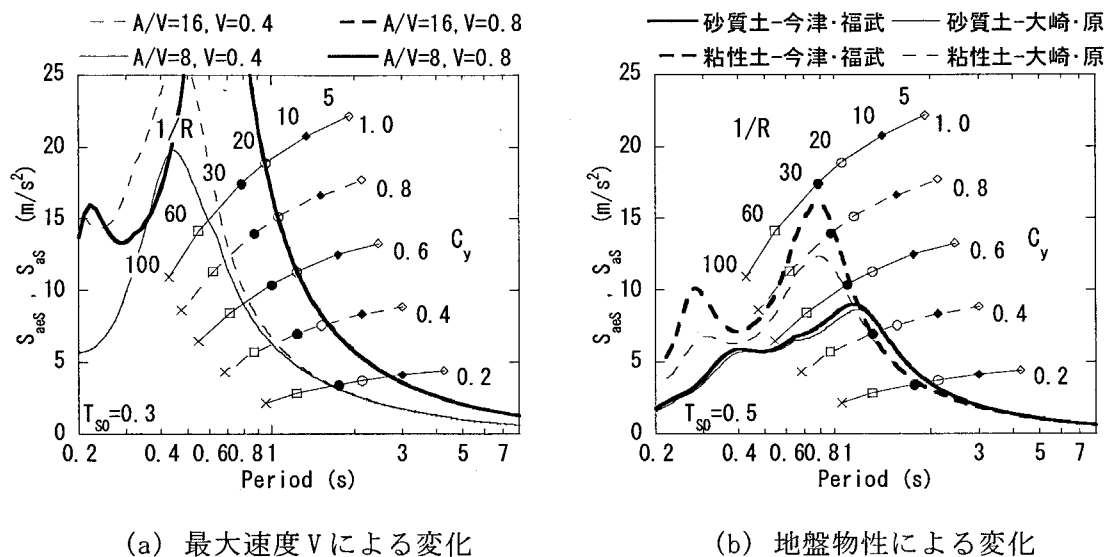


図 3.7 最大速度 V 、地盤物性が木造建物応答に及ぼす影響

($\alpha_0=0.4$ 、 $V_{s0}=160$ 、粘性土-今津・福武モデル、 $A/V=8$ 、 $V=0.4$)

3.4 近年の地震被害の考察

近年の被害地震である1995年兵庫県南部地震、2000年鳥取県西部地震、2001年芸予地震の木造建物被害を事例として、提案している簡略的応答評価手法を用いて木造建物の地震被害要因について考察する。

3.4.1 観測記録から見た地震動特性 (PGA/PGV、PGV、 S_{as})

まず、観測記録を用いて各地震の地震動特性について述べる。観測記録の最大地動加速度(PGA)と最大地動速度(PGV)の関係を図3.8に示す。

兵庫県南部地震では、最大地動加速度と最大地動速度の比PGA/PGVは6～8と比較的長周期成分で卓越し、PGV=0.8m/s以上を記録している観測点が多く見られる。例えば、JMA神戸では、最大地動速度PGV=0.92m/sが観測されている。

芸予地震では、最大地動速度の小さい地震であったことがわかる。最も大きな最大地動速度を記録したK-NET観測点大野(HRS014)でも、PGA/PGV=14、PGV=0.32m/sとなっている。

鳥取県西部地震では、観測点によってPGA/PGVが異なっている。傾向としては、PGA/PGVが12～20と大きい場合には最大地動速度は小さく、逆にPGA/PGVが8前後と小さい場合には最大地動速度が大きくなっている。例として、震源近くの観測点2点を取り上げる。K-NET観測点江府(TTR007)ではPGA/PGV=17、PGV=0.42m/sとなっているのに対して、KiK-net観測点日野(TTRH02)ではPGA/PGV=8、PGV=1.13m/sとなっている(位置関係は図3.10を参照)。また、墓石の転倒率から推定された最大地動速度は、KiK-net観測点日野周辺でPGV=0.6～1.0m/s程度^{3.2,3.3)}となっている。図3.9(a)には、参考のために各代表観測点の加速度応答スペクトル S_{as} と木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} を示す。このとき、木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} は観測地震動との比較を行っているため、木造建物の初期減衰 h_0 の評価は(2.16)式に従っている。

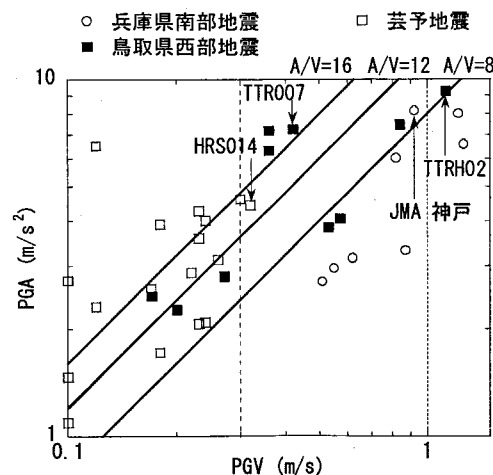


図3.8 各被害地震の観測記録のPGAとPGVとの関係

以下では、観測記録を参考に解放基盤面露頭波の卓越振動数に対応した指標 A/V 、最大速度 V を設定し、木造建物の地震被害について分析を行う。

3.4.2 兵庫県南部地震の被害

兵庫県南部地震では、解放基盤面露頭波を $A/V=8$ 、 $V=0.8\text{m/s}$ として考察する(図3.7(a))。木造建物の降伏せん断力係数 C_y (耐力)に関係なく、最大応答変形角 R は $1/20\text{rad}$ を超えている。そのため、兵庫県南部地震の被害集中域においては、耐力にあまり関係せず、変形性能の十分でない木造建物に甚大な被害が生じた可能性が指摘できる。なお、鳥取県西部地震におけるKiK-net観測点日野の観測記録は、JMA神戸の観測記録とスペクトル特性が似ており(図3.9(a)参照)、同様の指摘をすることができよう。

3.4.3 芸予地震の被害

芸予地震では、解放基盤面露頭波を $A/V=16$ 、 $V=0.3\text{m/s}$ として考察する(図3.9(b))。解放基盤面露頭波の最大速度 V が小さいために、最大応答変形角が最も大きくなる場合でも $R=1/30\text{rad}$ 程度である。しかし、表層地盤の弾性時1次固有周期 T_{s0} や土質種別、木造建物の降伏せん断力係数 C_y によって、最大応答変形角のばらつきは大きくなっている。すなわち、芸予地震では、最大地動速度が 0.3m/s を超えない地域が多かった事が、甚大な被害を生じた木造建物が少なかった主要因と考えられる。また、被害が発生しはじめる地震動レベルであり、表層地盤の弾性時1次固有周期 T_{s0} や地盤物性、木造建物の耐力の違い、あるいはその組み合わせ等の微妙な条件の差によって、被害発生の有無や被害要因に差が生じた可能性があると考えられる。

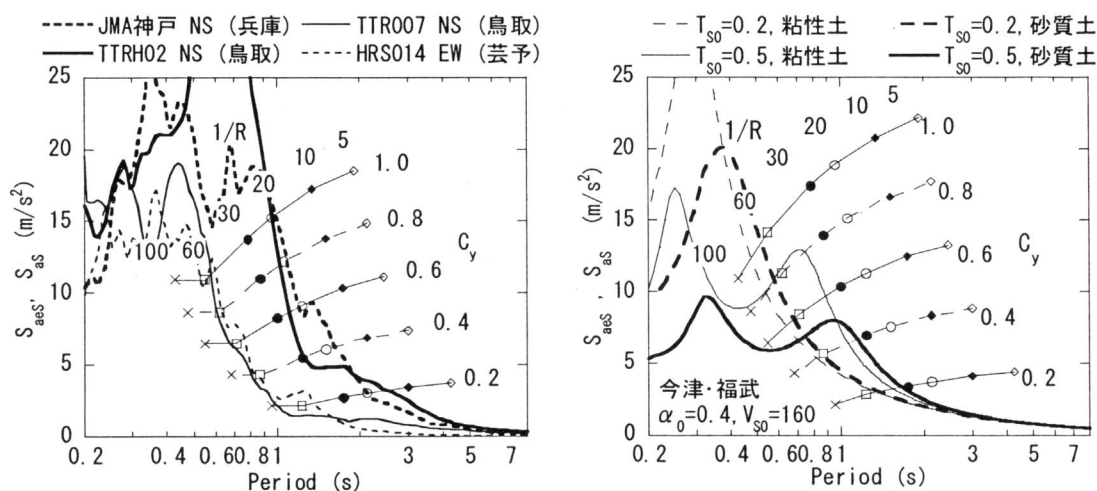
3.4.4 鳥取県西部地震の被害

鳥取県西部地震については震源近傍に位置し、木造建物被害が集中した日野町を取り上げて分析を行う。地震観測点日野(TTRH02)と江府(TTR007)の位置関係、および木造建物の地区別被害率^{3,4)}を図3.10に示す。ここでの被害率とは、罹災証明から算定したもので、被害率=全壊率+半壊率/2としている。同図から、日野町の木造建物の被害率は、布施谷から安原地区にかけて高くなっていることが見て取れる。

また、3.3節では、表層地盤の弾性時1次固有周期 T_{s0} 、土質種別によって、最大応答変形角が変化する可能性を示唆した。しかし、地盤の常時微動計測から推定された表層地盤の弾性時1次固有周期 T_{s0} (0.3s 以下^{3,2,3,3)})には大きな差違が見られず、表層地盤の地盤物性や木造建物の耐震性能についても、地区によって大きな差違が存在するとは考えにくい。

一方、日野と江府の観測記録には、最大地動速度およびPGA/PGVに大きな差が見られた。しかし、解放基盤面露頭波の卓越振動数に対応した指標($A/V=8, 16$)と最大速度($V=0.4, 0.8\text{m/s}$)を解析パラメータとして S_{aes} と S_{as} の比較を行った図3.7(a)を見ると、最大応答変形角は解放基盤面露頭波の卓越振動数に対応した指標 A/V に関わらず、最大速度 V によって大きな差が生じている。

以上の事から、日野町付近における地区別被害率の差は、表層地盤への入射地震動の最大速度の差によって概ね説明できると考えられる。換言すれば、同町内においても、震源から伝播してきた地震動の最大速度レベルが大きく異なっていた可能性が示唆される。



(a) 各地震の観測記録

(b) $A/V=16, V=0.3$

図 3.9 地震観測記録に基づいた地震動による木造建物応答

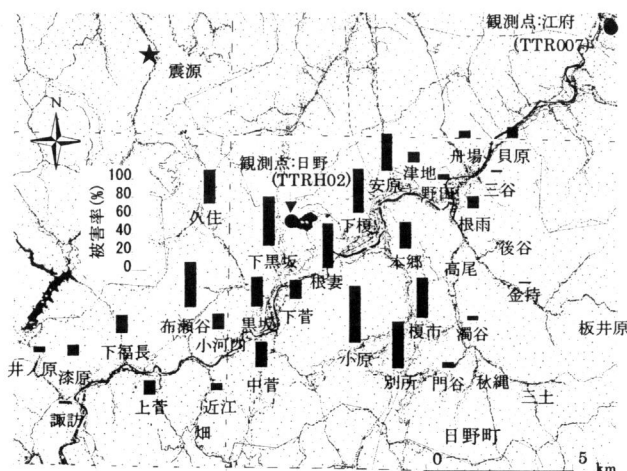


図 3.10 鳥取県西部地震における日野町の地区別被害率^{3.4)}

3.5 兵庫県南部地震における京都市の木造建物被害

兵庫県南部地震における京都市の木造建物被害について分析を行う。京都市では過去に何度も地震被害を被っており、兵庫県南部地震の際にも見られたように、木造建物の地震被害地域は盆地端部周辺に集中する傾向が見られている^{3.5)}。

ここでは、京都市の木造建物被害が盆地端部周辺に集中する要因について、兵庫県南部地震における木造建物被害を対象として、京都市域における地震観測ネットワークの観測記録や深部地下構造調査結果^{3.6)}に基づいた地盤モデルを用いた地震動増幅特性の分析から検討を行う。

3.5.1 地震動強さ指標の性質

図3.11に示す京都市地震観測ネットワークとK-NET観測網の観測点で得られている全19地震(2001年4月現在)の地表面観測記録を用いて、代表的な4種類の地震動強さ指標(最大地動加速度PGA、最大地動速度PGV、気象庁計測震度 I_{JMA} 、スペクトル強度SI)の関係について分析する。

まず、計測震度 I_{JMA} と最大地動加速度PGA、最大地動速度PGVおよび $(PGA \cdot PGV)^{0.5}$ との相関関係を図3.12に示す。図3.12より、計測震度 I_{JMA} は最大地動加速度PGAとの相関はあまり良くなく、最大地動速度PGVとの相関が最も良いことが分かる。そして、 I_{JMA} と $(PGA \cdot PGV)^{0.5}$ との相関はPGAと同様に、高振動数成分が影響していると思われる、PGVよりも低くなっている。

次に、スペクトル強度SI(Housnerのスペクトル強度 $SI(h=0.2)$ を平均化したもの)と最大地動速度PGVとの相関関係について分析する(図3.13)。検討に用いた観測記録からは、SIとPGVとの関係は童・山崎^{3.7)}が指摘した様な比例関係には必ずしもない(図3.13(a))。

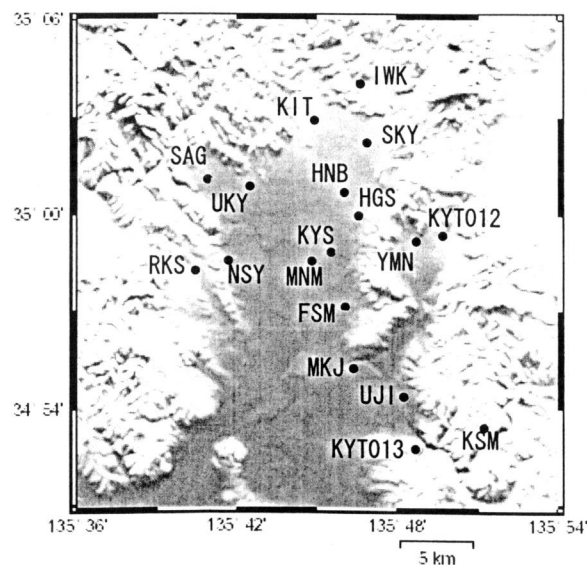
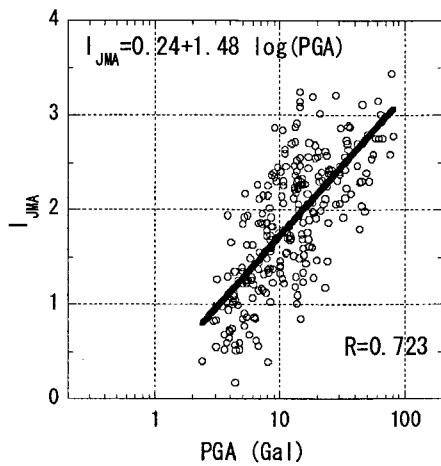
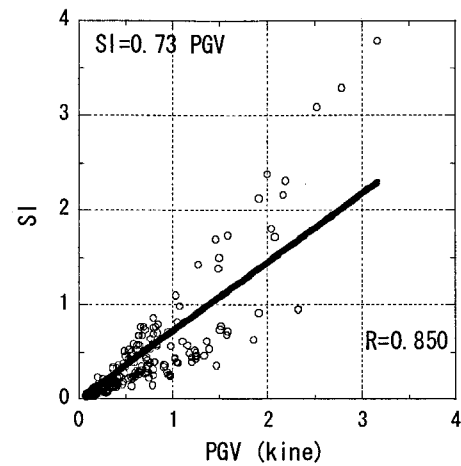


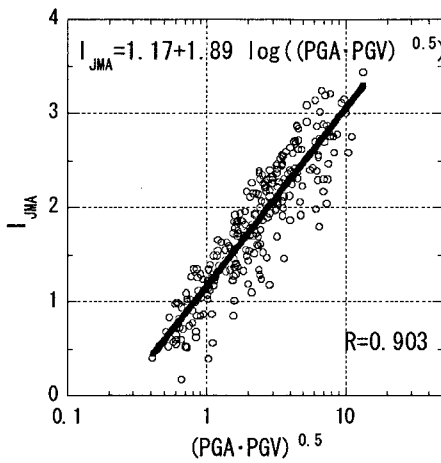
図 3.11 京都市地震観測ネットワークとK-NET観測網の観測点位置



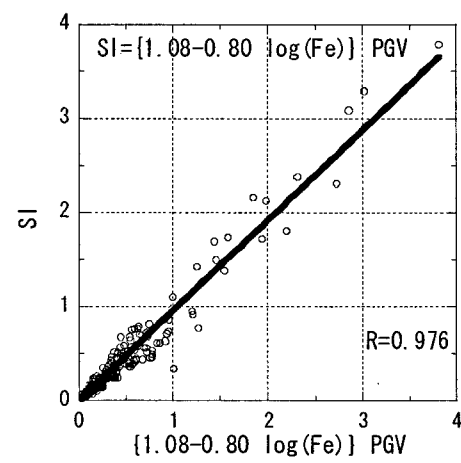
(a) I_{JMA} と PGA との関係



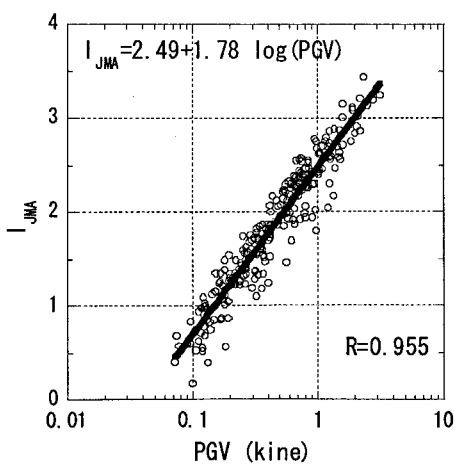
(a) SI と PGV との関係



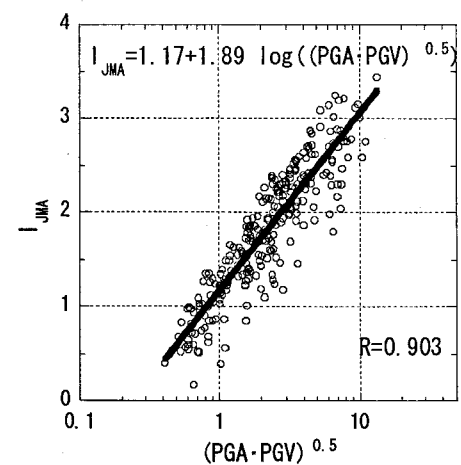
(b) I_{JMA} と $(PGA \cdot PGV)^{0.5}$ との関係



(b) SI/PGV と $1/Fe$ との関係



(c) I_{JMA} と PGV との関係



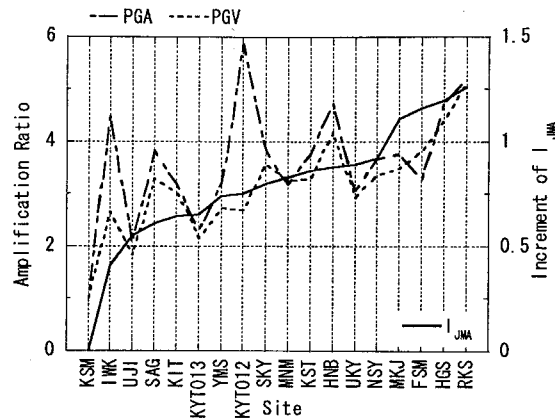
(c) SI と $\{1.08 - 0.80 \log(Fe)\} PGV$ との関係

図 3.12 I_{JMA} と PGA、PGV、
 $(PGA \cdot PGV)^{0.5}$ との関係

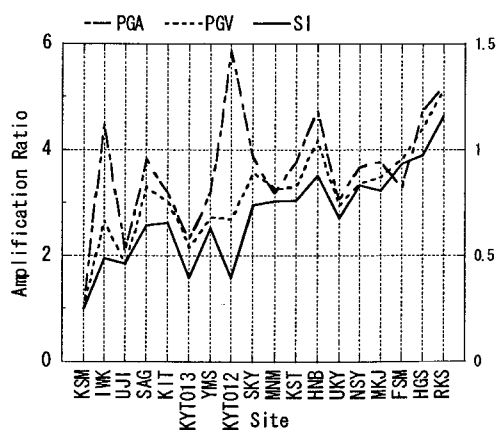
図 3.13 SI と PGV との関係

そこで、地震動の卓越振動数を $Fe = (1/2 \pi) \cdot (PGA/PGV)$ で定義される等価卓越振動数 Fe で略算し、 SI/PGV との関係調べた。 SI/PGV と $\log(1/Fe)$ とは線形関係にあり(図 3.13(b))、地震動の卓越振動数を介して対応づけられる事がわかる(図 3.13(c))。

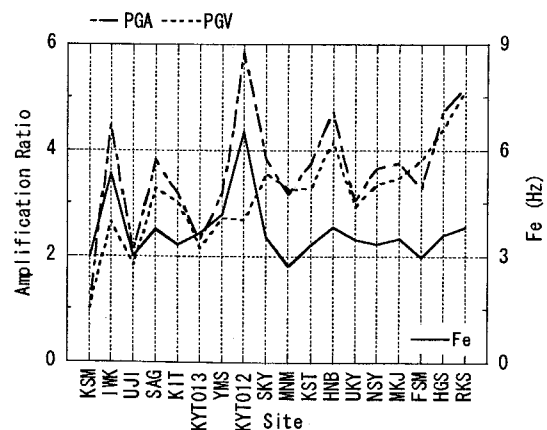
次に、露頭岩盤上の観測点である喜撰山(KSM)を基準として、各観測点での最大地動加速度 PGA 、最大地動速度 PGV 、スペクトル強度 SI の平均増幅率と、計測震度 I_{JMA} の平均差分を図 3.14(a)、(b)に示す。また、図 3.14(c)には PGA 、 PGV の増幅率と等価卓越振動数 Fe の平均的な関係を示す。図 3.14(c)に示す様に、等価卓越振動数 Fe が高い観測点(IWK、KYT012)で PGA が増大する傾向にある。前述の様に、 SI も Fe の影響を受けるが、その度合は PGA 程ではなく、 PGV が大きな観測点では I_{JMA} や SI の増幅率も大きくなっている。そして、 I_{JMA} 、 PGV 、 SI は、盆地端部付近の観測点(RKS、FSM、NSY、HGS)で大きくなっている様に見える。



(a) I_{JMA} と PGA 、 PGV との関係



(b) SI と PGA 、 PGV との関係



(c) Fe と PGA 、 PGV との関係

図 3.14 各観測点の地震動強さ指標 (I_{JMA} 、 SI 、 PGA 、 PGV 、 Fe) ごとの地震動増幅率

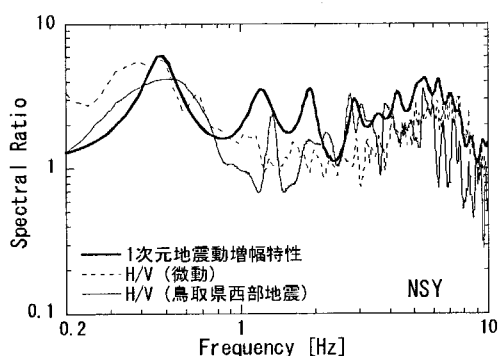
3.5.2 地震動増幅特性

ここでは、微動アレイ計測を含む深部地盤調査^{3,6)}と表層地盤のPS検層^{3,8)}との調査結果から作成した地盤モデル(1次元地盤モデルと2次元地盤モデル)を用いて、観測地点の地震動増幅特性について検討する。

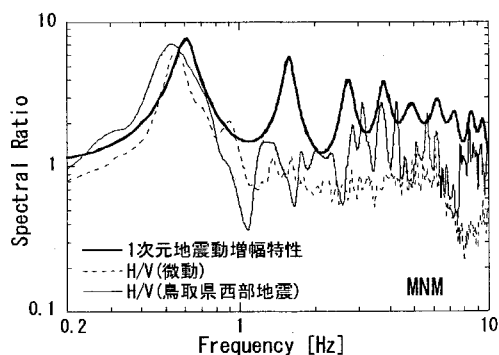
(1) 1次元地震動増幅特性

まず、観測地点の1次元地震動増幅特性について検討する。

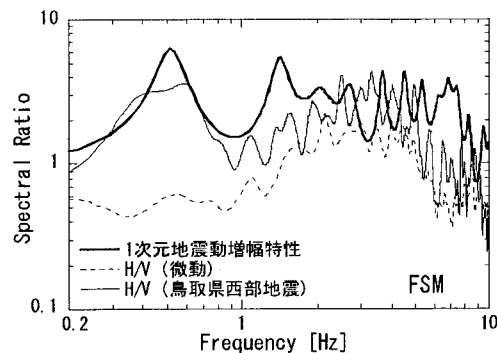
1次元重複反射理論を用いて算定される基盤面に対する地表面の伝達関数を盆地端部付近の観測点NSY、FSMおよび中央部の観測点MNMを例として図3.15に示す。用いた地盤モデルのうちNSY地点を例に表3.1に示す。また、同図中には、各観測点での常時微動計測および2000年鳥取県西部地震の観測記録から求めたH/Vスペクトルも併せて示し、上記の伝達関数と比較している。図3.15より、常時微動計測や地震観測記録から求めた地震動増幅特性は観測地点の位置に関わらず、1次元地盤モデルを用いた解析により概ね説明できている。しかし、京都盆地では、兵庫県南部地震(図3.16)など過去の被害地震において、盆地縁辺部で木造建物被害が集中する傾向が見られているため、以下では盆地端部の地震動増幅特性(エッジ効果)の影響について引きつづき分析を行う。



(a) NSY 観測点



(b) MNM 観測点



(c) FSM 観測点

図3.15 1次元重複反射理論による地震動増幅特性と
微動および地震動のH/Vスペクトルとの比較(NSY, MNM, FSM)

(2) 2次元地震動増幅特性

次に、兵庫県南部地震の際に木造建物被害が目立った西京区(十条通り)東西方向の断面を対象として(図3.16)、盆地端部での地震動増幅特性について、2次元有限要素法(2D-FEM)により分析を行う。

京都市域の盆地端部における基盤面の形状は複雑であり、地下構造調査の結果からは十分に特定できていない。そのため、図3.17に示すような垂直型(Model-A)と傾斜型(Model-B)の2種類の地盤モデルを想定した。有限要素への要素分割は水平方向には幅25mで一定とし、鉛直方向には周波数領域で5Hzまで評価できるように分割を行っている。解析モデルには地盤の半無限性を考慮するため、側方にエネルギー伝達境界、底面に粘性境界を設けている。そして、基盤上の堆積地盤は平行成層地盤とし、NSY地点の地盤物性(表3.1)を用いている。ただし、NSY地点の表層地盤の影響を取り除くため、表層1層分を取り除いてモデル化を行っている。図3.18に示すように、表層1層分を取り除いた影響は、3Hz以下の増幅特性には殆ど影響していない。

まず、盆地端部からの距離をパラメータとして、基盤に対する地表の伝達関数を図3.19に示す。1次元地震動増幅特性と比べると卓越振動数にはあまり大きな違いはないが、振幅の形状に変化が見られ、盆地端部より約1000mまでの範囲で大きく変化するが、その後徐々に1次元地震動増幅特性に近づいている。

次に、地震動の卓越振動数と増幅率がピークとなる位置の関係を調べるため、中心振動数 f_0 を0.5、0.75、1.0、1.5、2.0Hzと変化させたRicker waveletを鉛直下方から平面波として入力した。入力波に対する地表面での加速度応答倍率の分布を図3.20に示す。

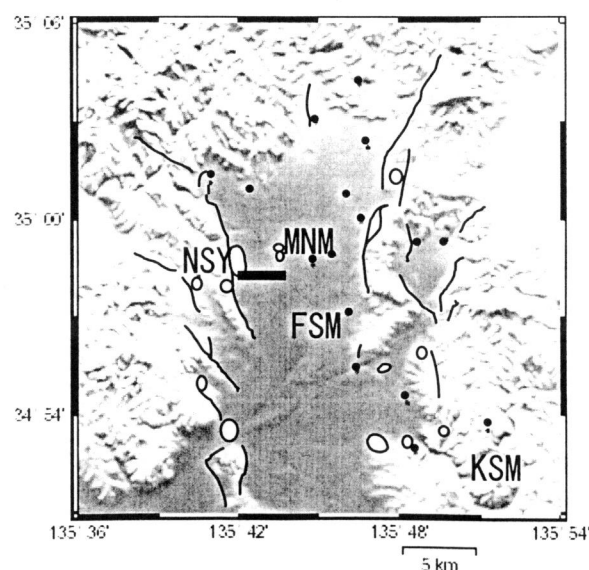


図3.16 兵庫県南部地震時の木造建物被害の分布(○)と
2次元地盤モデルの位置(—)

盆地端部の極近傍の応答は基盤に拘束されるので、地盤モデルに関係なく基盤面に対する加速度応答倍率は1に収束している。盆地端部の形状が垂直型(Model-A)の場合には、盆地端部から300m以上離れた位置で加速度応答倍率がピークとなっている。中心振動数 f_c の増加とともにピーク位置での加速度応答倍率が増加しているが、ピーク位置が盆地端部に近づくと共に、ピークの幅が狭まって地震動増幅効果の影響が局所化していく傾向が見られる。これに対して、傾斜型(Model-B)とした場合、入力波の中心振動数を $f_c=0.75\sim 2.0\text{Hz}$ とすると加速度応答倍率のピークはほとんど確認できなくなり、ピーク位置での加速度応答倍率も自由地盤(1500m以上の地点)に対して約1.1倍以下と垂直型の1.2～1.4倍に比べてかなり小さい。ただし、 $f_c=0.5\text{Hz}$ の場合には垂直型と同様の加速度応答倍率を示し、自由地盤に対して約1.2倍となっている。

以上より、盆地端部の地震動増幅特性の影響は盆地端部の基盤形状や入力地震動の卓越振動数($f_c=0.5\sim 2.0\text{Hz}$)に応じて、ピーク発生位置や加速度応答倍率が大きく変化することがわかる。また、検討を行った中心振動数の範囲では、盆地端部から2000m以上離れると基盤に対する加速度応答倍率が一定値に収束していくが、その値は1.8～2.4倍程度となっている。

表 3.1 観測点 NSY の地盤物性

下面深度 (m)	V_s (m/s)	単位体積重量 (kN/m^3)	減衰
-7.2	220	14.70	0.03
-14.5	370	17.64	0.03
-30.6	590	19.60	0.01
-35.8	390	18.62	0.03
-35.0	590	19.60	0.01
-80.0	440	18.62	0.01
-200.0	490	19.60	0.01
-370.0	970	18.62	0.01
-450.0	1520	19.60	0.005
-	3020	24.50	0.001

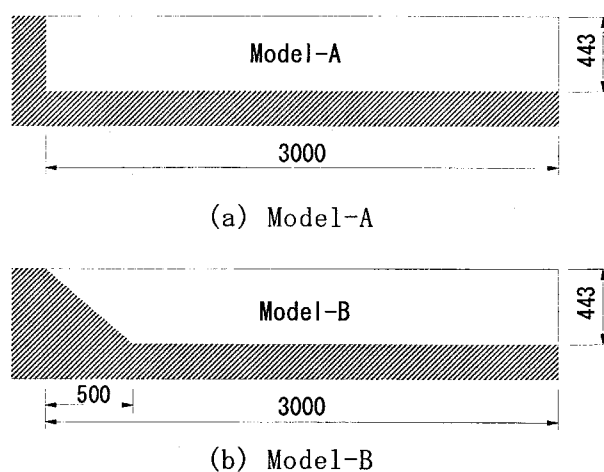


図 3.17 2次元地盤モデル

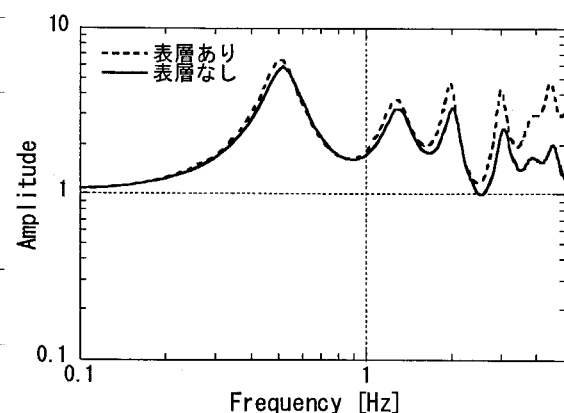
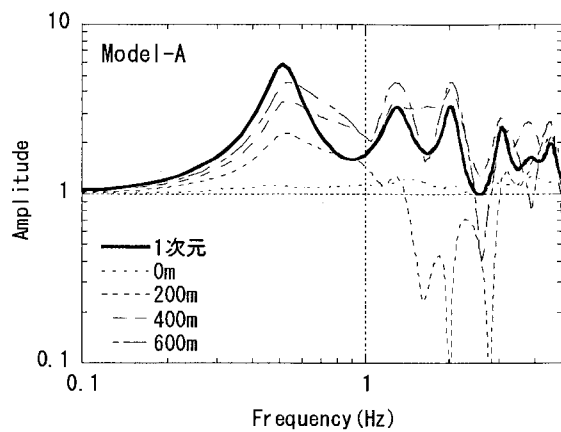
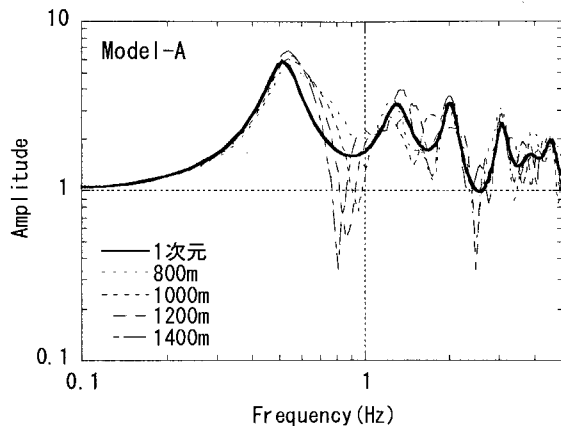


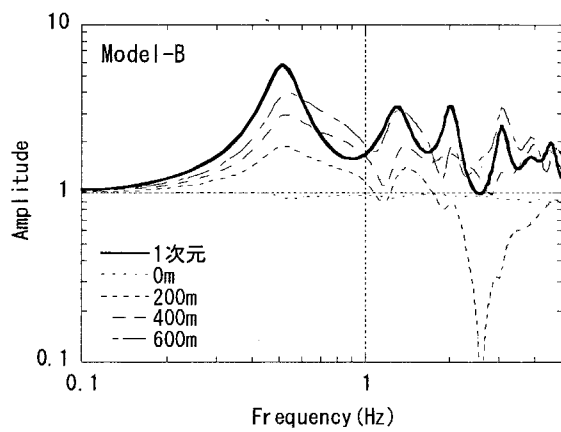
図 3.18 1次元増幅特性の比較



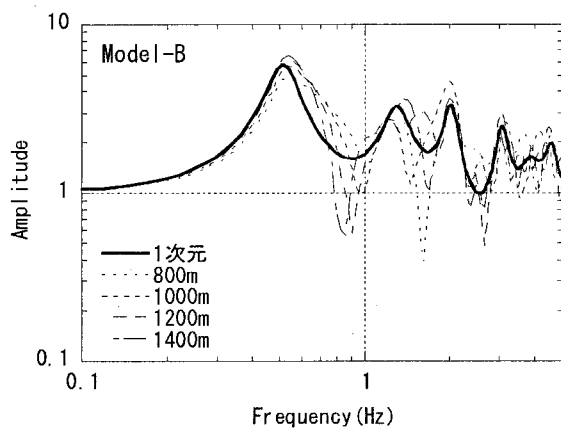
(a) Model-A (0 ~ 600m 地点)



(b) Model-A (800 ~ 1400m 地点)

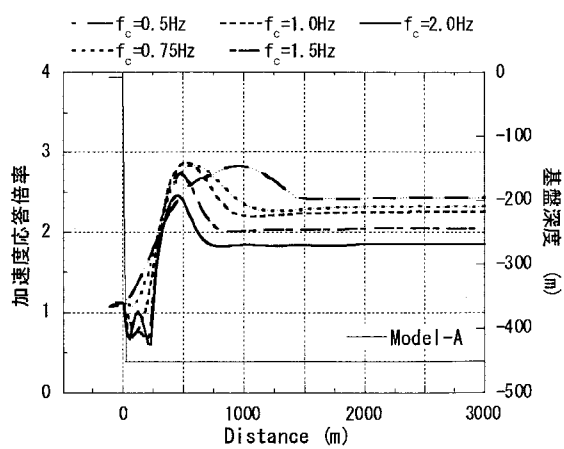


(c) Model-B (0 ~ 600m 地点)

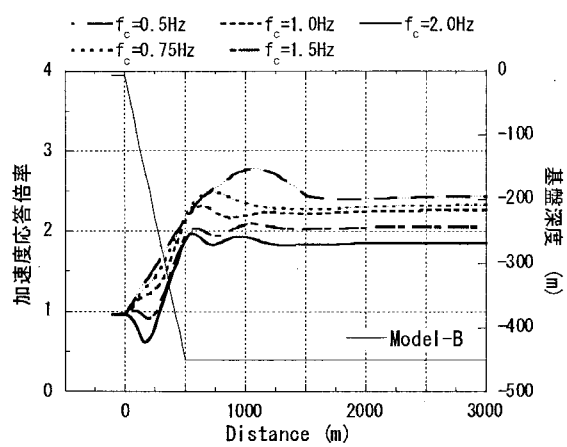


(d) Model-B (800 ~ 1400m 地点)

図3.19 地震動増幅特性の変化



(a) Model-A



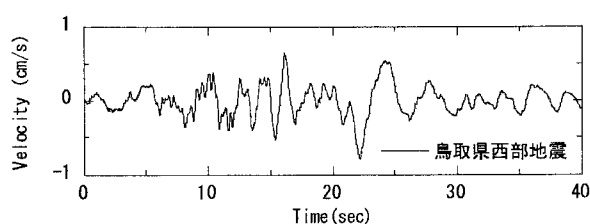
(b) Model-B

図3.20 加速度応答倍率 (Ricker wavelet)

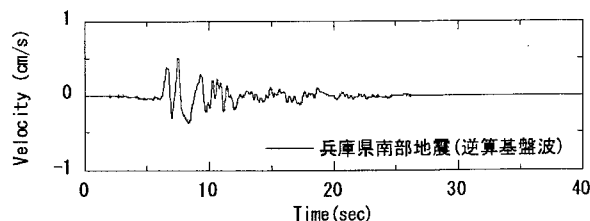
次に、地震波を入力とした場合の検討結果を示す。入力地震動としては、2000年鳥取県西部地震時のKSM地点での観測記録(EW成分)に加え、1995年兵庫県南部地震時のJMA神戸における観測記録から逆算した基盤波(N30W成分)^{3.9)}を参考として用いる。ただし、逆算基盤波はKSM地点の観測波と比較が容易なように、振幅を0.01倍している。図3.21に速度波形を、図3.22に速度応答スペクトルを示す。速度応答スペクトルから読みとれる地震動の卓越振動数は、鳥取県西部地震の観測波で約3Hz、0.5Hz、0.2～0.25Hz、神戸の逆算基盤波で約3Hzと1Hzとなっている。

地表面における加速度応答倍率、速度応答倍率の分布を図3.23に示す。鳥取県西部地震の観測波を入力した場合には、盆地端部の形状に関わらず応答倍率に明瞭なピークは見られていない。これに対して、神戸の逆算基盤波を入力した場合には、盆地端部の形状(垂直型と傾斜型)や地震動強さ指標(PGAとPGV)の差によって傾向が異なっている。垂直型の場合には、最大地動加速度は盆地端部から約350m付近で自由地盤(1500m以上の地点)の約1.6倍に増幅しているが、その範囲は200m程度と狭く、速度では盆地端部から500～700mで1.3倍程度の増幅率に低下している。図3.20、22より、最大加速度は3Hz、最大速度は1Hzの振動数成分によってこれらのピークが形成されていると考えられる。一方、傾斜型の場合にはピークが明瞭でなくなっている。

地震波入力の場合でも、応答倍率がピークとなる位置やピーク位置での応答倍率は、入力地震動の卓越振動数や基盤形状によって大きく異なるものとなった。ただし、地震波の場合には複数の卓越振動数成分を有している場合があり、考えている地震動強さ指標(例えば、PGAとPGV)によっても変化する可能性がある点に注意する必要がある。



(a) 鳥取県西部地震の観測記録



(b) 兵庫県南部地震の逆算基盤波^{3.9)}

図3.21 入力地震動の速度波形

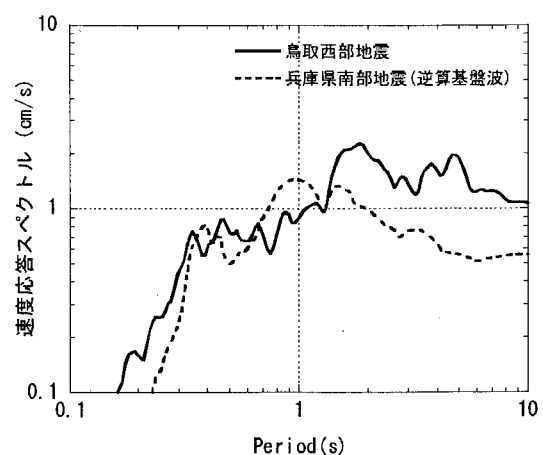
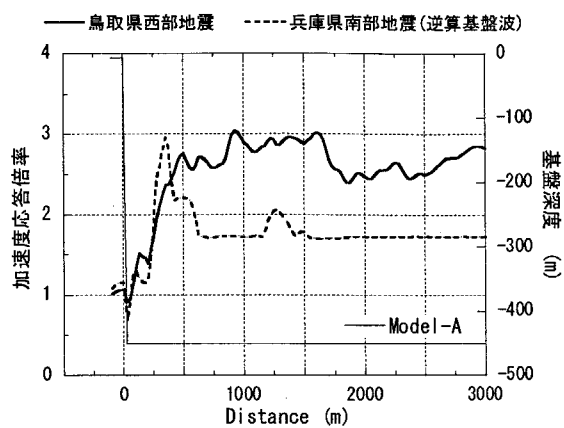
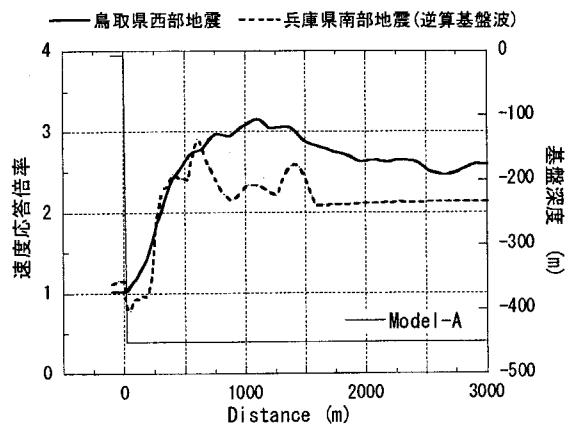


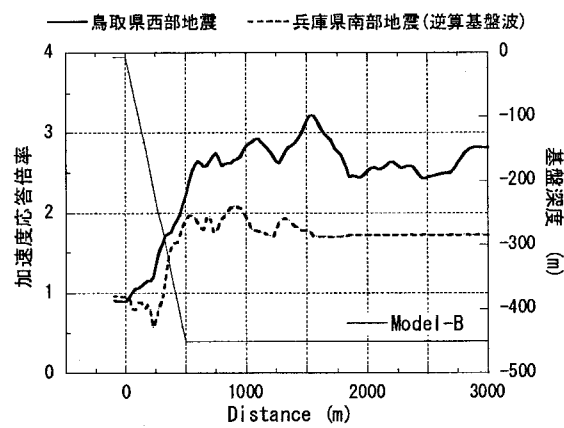
図3.22 入力地震動の
速度応答スペクトル



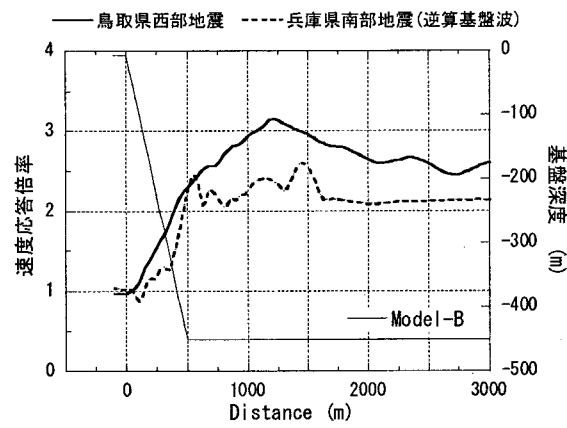
(a) Model-Aの加速度応答倍率



(b) Model-Aの速度応答倍率



(c) Model-Bの加速度応答倍率



(d) Model-Bの速度応答倍率

図 3.23 加速度応答倍率と速度応答倍率の分布

3.5.3 地震動特性と木造建物被害

兵庫県南部地震時に木造建物被害の集中が見られた盆地西縁部に位置するNSY地点周辺を対象として、解析結果から得られた地震動増幅特性と木造建物被害との関係について分析を行う。

まず、図3.24に示した木造建物被害の分布図を見ると、被害が集中したTKB周辺は盆地端部から300m以内である。3.5.2項の2次元有限要素モデルによる解析結果によれば、盆地端部付近で地震動が大きく増幅されるのは基盤形状を垂直型(Model-A)と仮定した場合であるが、その範囲はPGAとPGVのどちらで見ても盆地端部から300m以上遠くなっている。また、盆地端部に沿って被害のあった木造建物が散在するが、被害集中域が盆地端部に沿って、帯状に分布していない事も含めて、被害状況との対応は良いとは言えない。

そこで、木造建物の被害集中域に位置するTKB地点とその周辺のTKA地点(図3.24参照)で地盤の常時微動計測を行った。常時微動計測から得られたH/VスペクトルをNSY地点も含めて図3.25に示す。同図より、地盤の1次卓越振動数はいずれも0.4~0.5Hzで、1Hz以下のスペクトル形状には殆ど差がない。しかし、表層部分の卓越振動数は被害集中地域のTKB地点では2Hz、被害が殆どなかったTKA地点の4HzやNSY地点の6Hzに比べて著しく低い。各地点での表層地盤における卓越振動数は表層地盤の土質資料^{3.10,3.11)}を参考に、仮定したS波速度構造(図3.26)を用いた1次元重複反射理論によって概ね説明できている(図3.27に示したO.P.0mに対する地表の伝達関数を参照)。

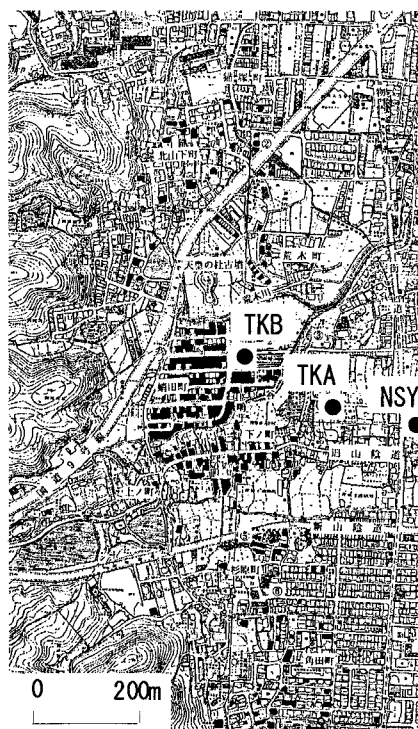


図 3.24 兵庫県南部地震時におけるNSY周辺の木造建物被害の分布と
微動計測位置(NSY、TKA、TKB)

一方、木造建物(木造住宅)の微動レベルでの卓越振動数は $2\sim 6\text{Hz}^{3.12)}$ であり、強震時には長周期化すると考えられる。以上より、木造建物の被害地域(TKB 地点周辺)では、表層地盤の卓越振動数が他地点に比べて低く、地震動や木造建物の強震時の固有振動数に近い成分が、表層地盤によって大きく増幅されたことが主要因ではないかと推察される。

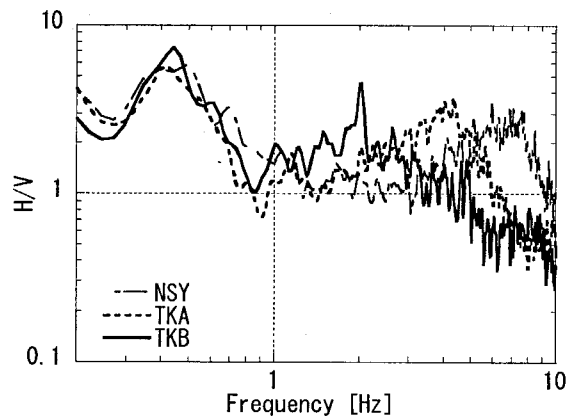


図 3.25 NSY、TKA、TKB 地点の
H/V スペクトル

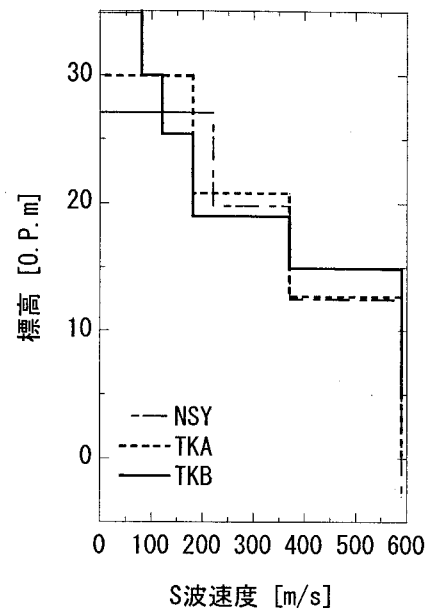


図 3.26 推定される S 波速度構造

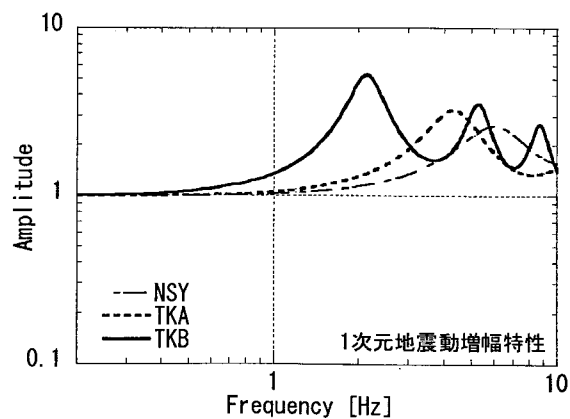


図 3.27 1次元重複反射理論に基づく地震動増幅特性 (NSY、TKA、TKB)

3.5.4 表層地盤の違いによる木造建物応答への影響

最後に、NSY、TKA、TKB地点の仮定した地盤構造の違いによる木造建物応答の差について検討する。

各表層地盤の土質種別は、表層地盤の土質資料^{3.10,3.11)}を参考にそれぞれ図3.28のように仮定している。地盤の非線形特性(歪み依存性)は今津・福武モデル^{3.1)}で設定し、表層地盤への入力地震動には、兵庫県南部地震時のJMA神戸での逆算基盤波(図3.21(b))^{3.9)}を用いる。

表層地盤への入力地震動の地震動強さは、兵庫県南部地震時の京都市で観測されている震度5^{3.5)}から推定する。3.5.1項で示した京都市地震観測ネットワークの観測記録から求めた計測震度 I_{JMA} と最大地動速度PGVとの関係(図3.12(c))を用いると、京都市での最大地動速度PGVは概ね15～30cm/sと推定されることから、表層地盤への入射地震動(逆算基盤波)の最大速度を10、20、30cm/sとして、木造建物の最大応答変形角を推定する。木造建物については、2.4節と同様に、2階建て木造建物を想定し、等価高さ $H_{et}=5.0\text{m}$ 、 $\mu=0.9$ の1質点系に縮約している。そして、降伏せん断力係数 C_y (耐力)を $C_y=0.2\sim 1.0$ の範囲で変化させて、木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} を算定している(図2.6)。

木造建物の最大応答変形角は図3.29に示すように、入力地震動の最大速度によらず、表層地盤の周期が長いTKB地点で大きくなっている。そして、入力地震動の最大速度が小さいほど、TKB地点とTKA、NSY地点との最大応答変形角の差は大きくなる傾向が見られる。

そのため、兵庫県南部地震時における京都市での木造建物被害の主要因は、表層地盤の地盤特性の違いによって生じた可能性が再確認できる。そして、京都市における入力地震動がそれほど大きくなかったために、表層地盤の周期特性の違いや木造建物の耐震性能の違いによって、一部の木造建物にのみ被害が生じ、木造建物被害が盆地端部に集中しているように見えた可能性が示唆される。

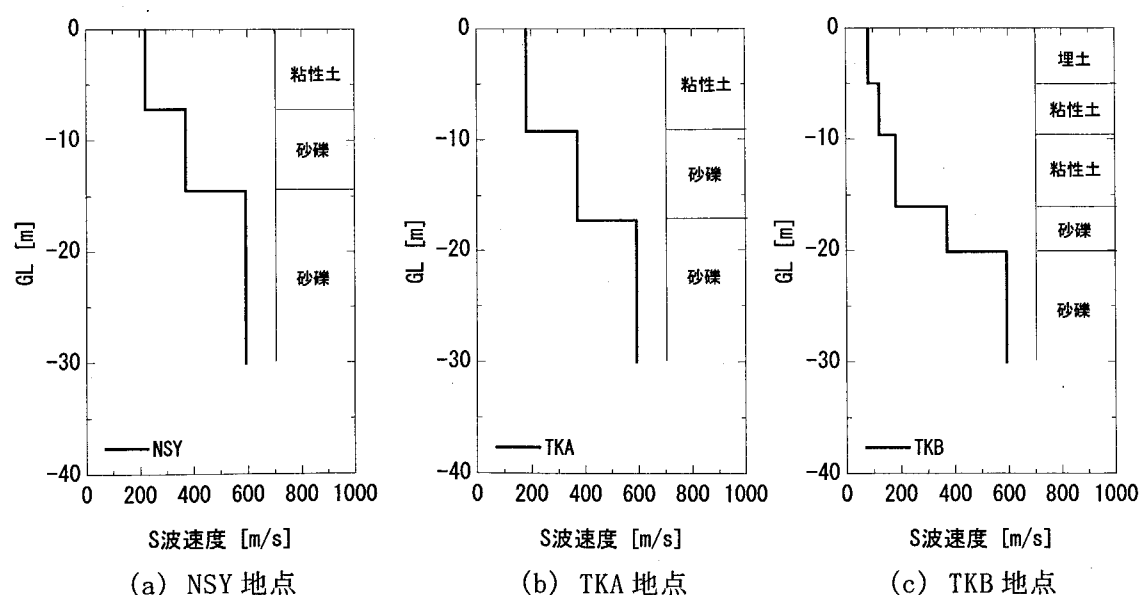
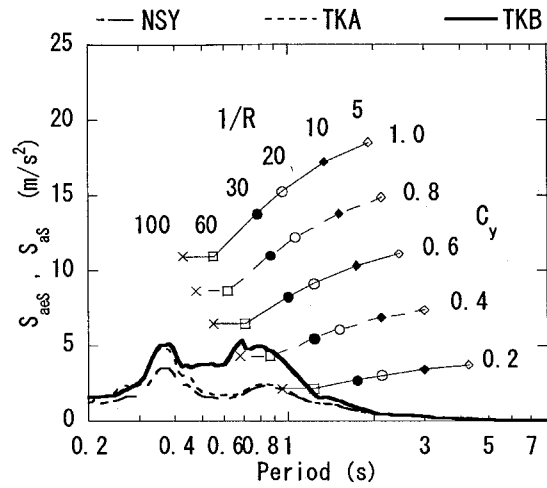
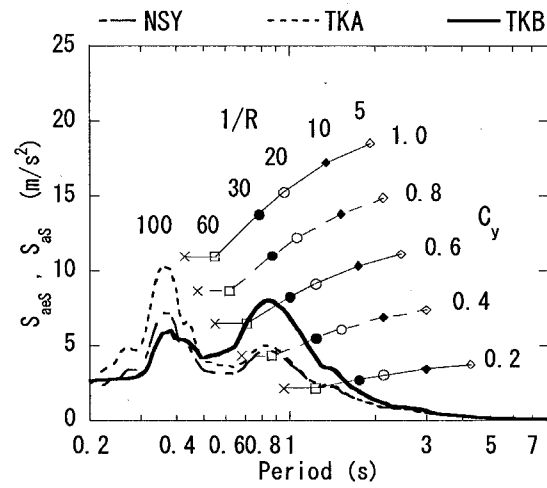


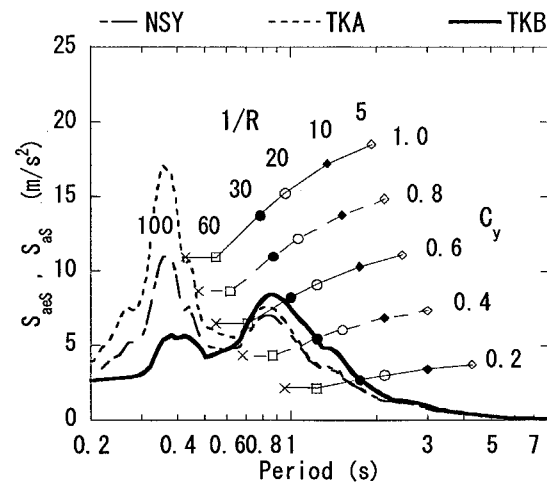
図 3.28 推定される S 波速度構造と土質種別



(a) 入力地震動の最大速度 10cm/s の場合



(b) 入力地震動の最大速度 20cm/s の場合



(c) 入力地震動の最大速度 30cm/s の場合

図 3.29 木造建物の最大応答変形角の推定

3.6 第3章のまとめ

ここでは、2章で提案した簡略的応答評価手法を用いて表層地盤への入射地震動特性、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物の応答・被害に及ぼす影響と木造建物の耐震性能による応答・被害の違いについて検討した。

検討においては、まず、表層地盤への入射地震動特性と表層地盤の地震動増幅特性の関係について分析した。次に、パラメータ解析を行い、表層地盤への入射地震動特性、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答に及ぼす影響について分析した。そして、簡略的応答評価手法を用いて、近年の地震被害事例(1995年兵庫県南部地震、2000年鳥取県西部地震、2001年芸予地震)における木造建物被害の要因について分析している。最後に、1995年兵庫県南部地震時における京都市の木造建物被害について、京都市地震観測ネットワークの観測記録と深部地下構造調査結果に基づいた地盤モデルを用いて分析を行った。得られた第3章の結論を以下に列挙する。

- 1) 非線形時の表層地盤の1次固有周期は、解放基盤面の地震動の卓越振動数との大小関係によって影響を受ける場合もあるが、概ね解放基盤面露頭波の最大速度から推定できる。
- 2) 表層地盤の地震動増幅特性による木造建物応答や被害の差は、建物被害の観点から見れば、耐力の高い木造建物の場合に、より顕著に現れる場合がある事が示された。
- 3) 解放基盤面露頭波が、荷重指針^{3.13)}に示されているようなスペクトル形状の場合には、解放基盤面露頭波の最大速度レベルが、木造建物応答や被害に対して大きく影響する。そして、解放基盤面露頭波の最大速度レベルが同程度の場合、解放基盤面露頭波の卓越振動数が木造建物被害に及ぼす影響は大きくないと考えられる。
- 4) 鳥取県西部地震における日野町および周辺地区間の被害率の差は、表層地盤への入射地震動特性の最大速度レベルの違いによって生じたものと推測される。
- 5) 兵庫県南部地震の震度VII地域や鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害を分析する上では、木造建物の耐力よりも変形性能の評価が重要であると推察され、被害の定量的解釈を行うためには、変形性能に関する実証データの蓄積が必要と考えられる。
- 6) 芸予地震の被災地のように、表層地盤への入射地震動特性の最大速度レベルが比較的小さい場合には、表層地盤の弾性時1次固有周期や地盤物性、木造建物の耐震性能やそれらの組み合わせ等の微妙な条件の差によって、被害発生の有無や被害要因に差が生じる可能性があることが指摘できる。
- 7) 兵庫県南部地震時における京都市の木造建物被害は盆地端部に集中する傾向も見られているが、検討対象としたNSY地点周辺の被害集中については、表層地盤による地震動増幅特性の影響が大きかったのではないかと推測される。

第3章の参考文献

- 3.1) 今津雅紀, 福武毅芳: 動的変形特性のデータ処理に関する一考察, 第21回土質工学研究発表会, pp.533-536, 1986.6.
- 3.2) 林康裕, 北原昭男, 平山貴之, 鈴木祥之: 2000年鳥取県西部地震の地震動強さの評価, 日本建築学会構造系論文集, No.548, pp.35-41, 2001.10.
- 3.3) 翠川三郎, 藤本一雄: 2000年鳥取県西部地震の震源域での地震動強さ, 日本建築学会構造系論文集, No.549, pp.59-66, 2001.11.
- 3.4) 日野町: 鳥取県西部地震2000.10.6日野町の災害・復興への記録, 2001.
- 3.5) 植村善博: 京都の地震環境, ナカニシヤ出版, 2000.
- 3.6) 関西地盤情報活用協議会地盤研究委員会: 新関西地盤一京都盆地一関西地盤情報活用協議会, 2002.2.
- 3.7) 童華南, 山崎文雄, 佐々木裕明, 松本省吾: 被害事例に基づく地震動強さと家屋被害率の関係, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp.2299-2304, 1994.
- 3.8) 東京ソイルリサーチ: 京都大学防災研究所広域地震応答用観測井取設工事報告書, 1996.3.
- 3.9) 林康裕, 川瀬博: 1995年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価, 日本建築学会構造系論文集, No.481, pp.37-46, 1996.3.
- 3.10) 京都市: 京都盆地の地下構造に関する調査成果報告書, 1999～2001.
- 3.11) 京都市住宅局建築指導部審査課: 京都市内ボーリングデータ集, 大龍堂書店, 1986.
- 3.12) 林康裕, 鈴木祥之, 後藤正美, 小嶋伸仁: 2001年芸予地震における木造家屋被害の分析, 日本建築学会構造系論文集, No. 556, pp.35-42, 2002.6.
- 3.13) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, pp.406-409, 1997.7.

第4章 2001年芸予地震における三原市の木造建物被害の分析

4.1 概要

2001年芸予地震では、木造建物には倒壊に至るような大きな被害は殆ど発生しなかったが、屋根瓦の被害や外壁のひび割れなどの比較的小さな構造被害が広域で多数発生した。このように、木造建物に比較的小さな構造被害をもたらすような地震の発生頻度は、木造建物の供用期間を考えても決して小さくなく、構造被害が発生する条件(地震動強さ、木造建物の最大応答変形角等)を定量的に把握しておく事は、都市の防災対策を考える上で、あるいは木造建物の性能設計を行う上で重要である。

ここでは、広島県三原市内で外壁のひび割れなどの比較的小さな構造被害が多数の木造建物に生じた地域(以下では被害多数地域と呼ぶ)を対象として、構造被害が発生し始める地震動レベルと木造建物の最大応答変形角について定量的な評価を行う。被害多数地域周辺では2地点で強震記録が得られているが、被害多数地域内では得られていない。従って、外壁のひび割れなどの構造被害を引き起こした地震動強さの定量的評価を行うには強震記録だけでは無理があるため、地震動を推定し被害多数地域と被害があまり見られなかった地域とを比較することで分析を行う。まず、4.2節では、被害多数地域を中心として、木造建物の被害状況や強震記録について説明する。次に、4.3節では、常時微動計測、表面波探査、アレイ微動計測により表層地盤のせん断波速度構造を推定する。そして、4.4節では、三原市の南北断面において地盤モデルを作成し、強震記録を入力地震動とした有効応力解析を行い、地震動のシミュレーションを行う。最後に、4.5節では、性能等価加速度応答スペクトル^{4.1)}を用いて木造建物の最大応答変形角を推定し、木造建物の被害分布との対応関係について分析する。

4.2 木造建物被害の概要

まず、被害多数地域を中心として三原市内の木造建物被害および観測されている強震記録の概要について図4.1に示す。

三原市内の木造建物には屋根瓦の被害だけでなく、外壁のひび割れなどの比較的小さな構造被害も多く見られている。特に、新幹線路線の南側に位置する被害多数地域(図4.1中の○で囲んだ地域)では、多くの木造建物に外壁ひび割れなどの比較的小さな構造被害が見られている^{4.2,4.3)}。それに対して、被害多数地域の北側では木造建物被害についての明確な記載は見あたらないが、構造被害は比較的少なく、新幹線路線を境として木造建物の被害に差が見られていた事を住民からのヒアリングにより確認している。そして、被害多数地

域の南側では液状化現象による地盤変状も見られているが^{4.2,4.3)}、比較的小さな構造被害が見られた木造建物は少なくなっている。なお、木造建物以外では図4.1中に示すBS2地点付近において、新幹線高架橋にひび割れの被害なども発生している^{4.3)}。

三原市は震源から約50km北東に位置し、気象庁震度で震度5強を記録している。そして、被害多数地域周辺ではK-NET観測点 HRS017(HRS017)と気象庁観測点 JMA 三原(JMA 三原)で強震記録が得られている(図4.1)。北側の山裾に位置する HRS017 では、最大地動加速度(PGA)は652cm/s²、最大地動速度(PGV)は11cm/s、被害多数地域の南側に位置する JMA 三原では、PGAは242cm/s²、PGVは20cm/sとなっている。なお、両観測点周辺では木造建物の構造被害はあまり見られていない。

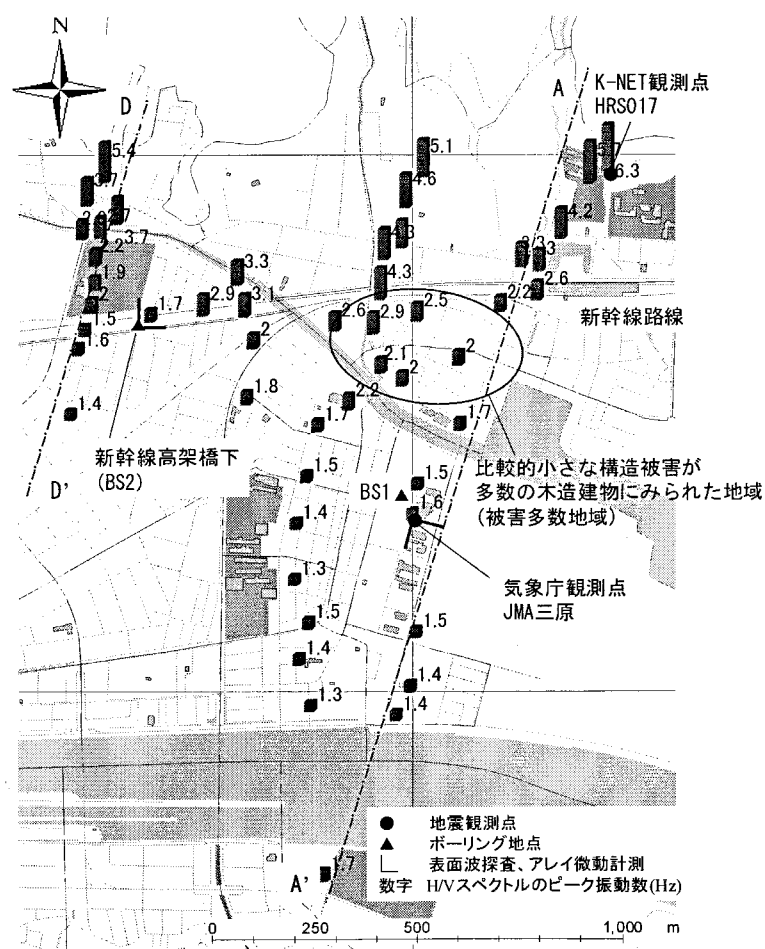


図4.1 三原市における木造建物の構造被害^{4.2,4.3)}と地盤の卓越振動数の分布

4.3 セン断波速度構造の推定

ここでは、三原市で行った地盤の常時微動計測、表面波探査、アレイ微動計測の概要について説明し、計測結果に基づいて表層地盤のせん断波速度構造を推定する。

4.3.1 常時微動計測(地盤の卓越振動数)

常時微動計測では、サンプリング振動数100Hzで5分間の計測を行っている。計測した微動記録を40.96秒間で分割し、交通振動などのノイズが少ない部分を選択して(標本数は8～16)分析に用いている。H/Vスペクトルはフーリエ変換後、標本のアンサンプル平均を行い、さらにバンド幅0.2HzのParzen Windowにより平滑化した後、水平成分を上下成分で除して求めている。求めたH/Vスペクトルのピーク振動数を地盤の卓越振動数として読み取っている。

常時微動計測は図4.1に示す計50地点で行い、地盤の卓越振動数を求めている。地盤の卓越振動数は北から南にかけて、約6.0から1.0Hzへと変化し(図4.7)、被害多数地域では概ね3.0～2.0Hzに分布している。強震記録が得られているHRS017地点では6.3Hz、JMA三原地点では1.5Hzとなっている。

4.3.2 表面波探査とアレイ微動計測

JMA 三原地点および新幹線高架橋にひび割れが見られたBS2地点(図4.1)で表面波探査とアレイ微動計測を行い、表層地盤のせん断波(S波)速度構造を推定している。

表面波探査^{4,4)}では、図4.2(a)に示すように直線46mの測線に2m間隔で受振計を設置し、人工起振(カケヤ)の地盤打撃により発生させた表面波を計測し、レイリー波分散曲線(5～40Hz程度の範囲)を求めている。そして、より深い地盤のS波速度構造(より低振動数領域の分散曲線)を求めるために、図4.2(b)に示すようなアレイ微動計測を同地点で行い、空間自己相関法によりレイリー波分散曲線を求めている。

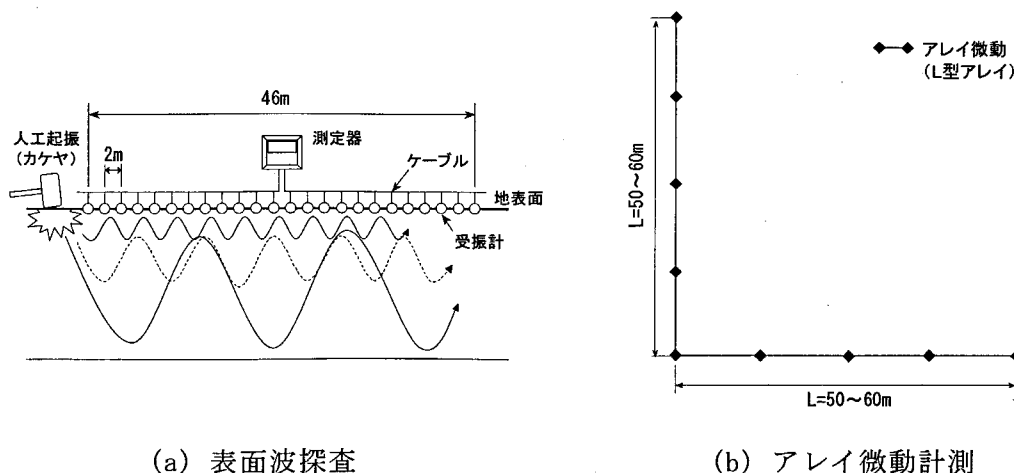


図4.2 表面波探査とアレイ微動計測の模式図

表面波探査とアレイ微動計測から求めたレイリー波分散曲線を重ね合わせ、S波速度構造を推定する。S波速度構造の逆解析では、振動数と位相速度から波長を求め、波長の1/3の深度に元の位相速度を与えた初期モデルを作成し、層厚および層数を固定したS波速度を解析パラメータとして非線形最小二乗法によりS波速度構造を推定している。最後に、レイリー波基本モードの水平上下振幅比が同地点で求めたH/Vスペクトルのピーク振動数に対応するように、推定S波速度構造における最下層のS波速度値を補正している。この場合、より深い地盤に同定結果が影響を受ける可能性もあるが、表層地盤の卓越振動数に対応したS波速度構造を推定するという本研究の目的には、大きな影響を及ぼさないと判断し、そのまま用いている。

本研究では、JMA 三原地点とBS2 地点で表面波探査の他に一辺の長さ $L=50 \sim 60\text{m}$ のL形アレイ(図4.2(b))を展開して微動計測を行っている。表面波探査では、サンプリング振動数1000Hz、データ長1024で計測を行っている。アレイ微動計測では、サンプリング振動数1000Hz、データ長16384を1単位とした計測を20回程度行い、解析に用いている。

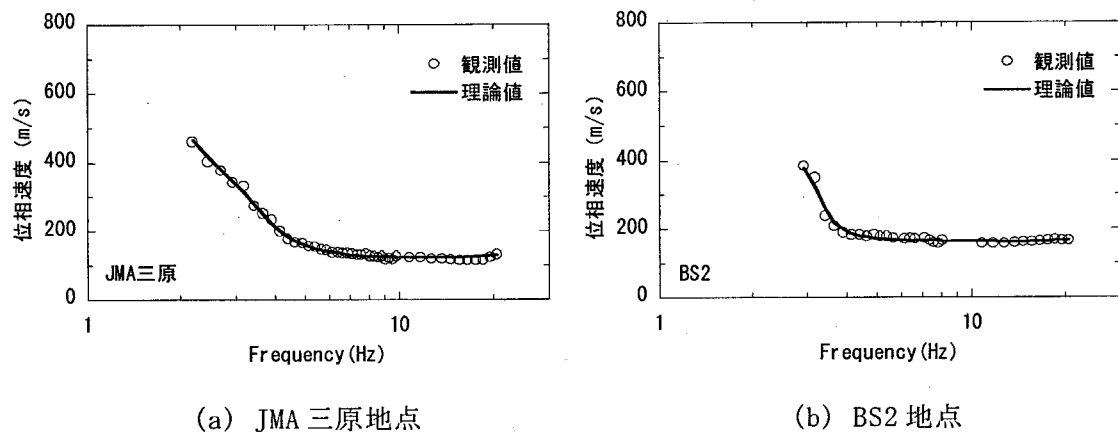


図 4.3 レイリー波分散曲線

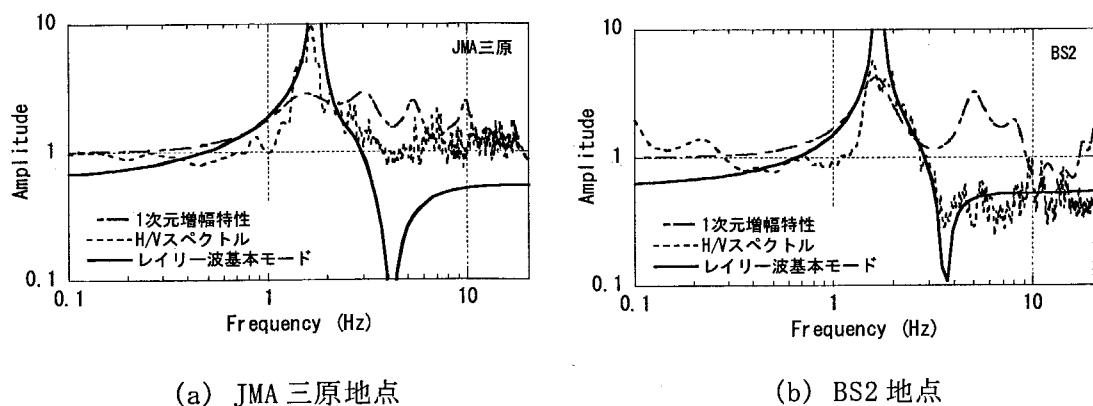
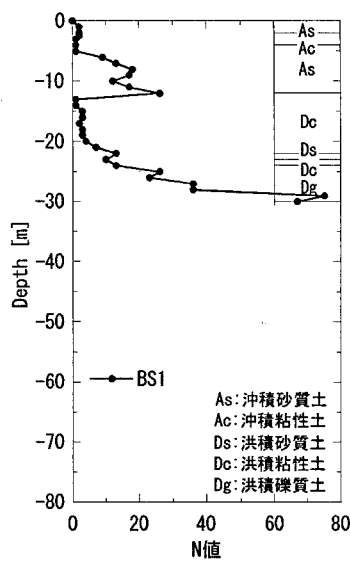


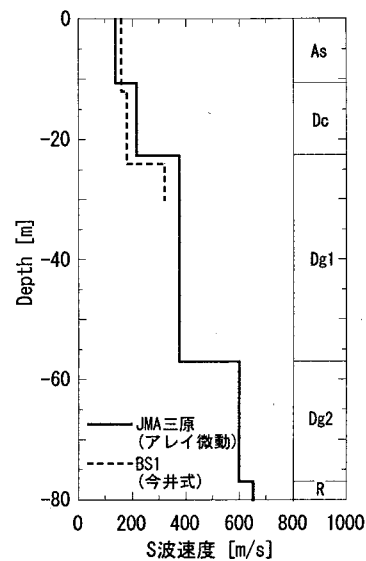
図 4.4 地震動増幅特性

4.3.3 せん断波速度構造

JMA 三原地点およびBS2 地点ともに、推定したS波速度構造(図4.5、図4.6)から得られるレイリー波の理論分散曲線は観測値に良く対応している(図4.3)。推定S波速度構造から求めたレイリー波基本モードの水平上下振幅比および重複反射理論に基づく1次元増幅特性は、同地点で求めたH/Vスペクトルのピーク振動数を概ね説明できている(図4.4)。また、GL-30mまでの推定S波速度構造は、ボーリングデータ^{4.5)}のN値より換算されるS波速度^{4.6)}とも概ね対応している(図4.5、図4.6)。

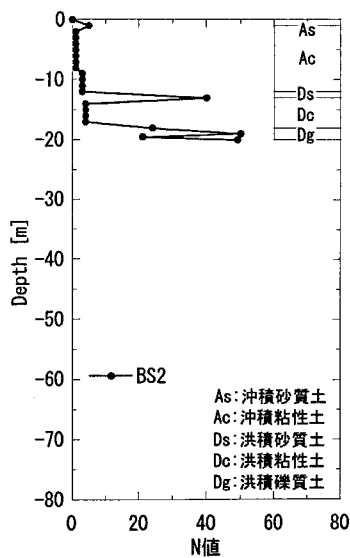


(a) N値と土質種別

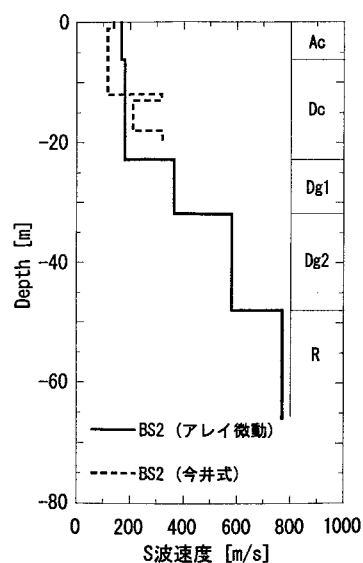


(b) 推定S波速度構造

図4.5 JMA 三原地点の地盤構造



(a) N値と土質種別



(b) 推定S波速度構造

図4.6 BS2 地点の地盤構造

4.4 南北断面の地震動推定

ここでは、K-NET 観測点 HRS017 の強震記録(NS 成分)を入力地震動とした推定地盤モデルの有効応力解析により、三原市における地震動を推定する。

4.4.1 解析モデル

(1) 地盤モデルの作成

図 4.1 に示す A-A' 断面と D-D' 断面とを対象として 2 次元地盤モデルを作成している。2 次元地盤モデルの作成は推定 S 波速度構造、H/V スペクトルより求めた地盤の卓越振動数および付近のボーリングデータ^{4.5)}に基づいて行った。まず、推定 S 波速度構造において各層の S 波速度に対応した土質種別をボーリングデータより設定する(図 4.5、図 4.6)。次に、対象断面沿いのボーリングデータから作成した土質種別(地質)断面図と H/V スペクトルより求めた地盤の卓越振動数(図 4.7)に対応するように、推定 S 波速度構造の層厚を変化させて 2 次元地盤モデルを作成している。A-A' 断面では JMA 三原地点、D-D' 断面では BS2 地点の推定 S 波速度構造を基準としている。A-A' 断面と D-D' 断面の作成した 2 次元地盤モデルを図 4.8 にそれぞれ示す。そして、土質種別の概要については表 4.1 に示している。なお、JMA 三原地点(図 4.5)、被害多数地域では 1 次元地盤モデルによる検討も行う。

(2) 解析手法

解析手法には有限要素法に基づいた有効応力解析を用いている。有限要素への要素分割は水平方向には幅 10m で一定とし、鉛直方向には周波数領域で 5.0Hz まで評価できるように分割を行っている。境界条件には、地盤モデルの両側面に自由地盤を設けて粘性境界、底面には粘性境界を設定し、解析対象域は両側面境界からの反射波が影響しないように十分な距離をとっている。地盤の応力-歪み関係については、修正 R-O モデル^{4.7)}とおわんモデル^{4.8,4.9)}で設定し、各層の解析パラメータは表 4.1 に示している。入力地震動には HRS017 地点の強震記録 NS 成分の加速度波形を用い(図 4.9)、各地盤モデルの底面位置で基盤面露頭波として設定している。なお、以下に示す加速度応答スペクトル S_{as} の図(図 4.10、図 4.12、図 4.13)には、比較のために HRS017 地点の強震記録も併せて示している。

表 4.1 地盤物性値

Soil Type	Symbol	修正R-Oモデル		おわんモデル				
		$\gamma_{0.5i}$	h_{\max}	A	C	D	$C_s/(1+e_0)$	X_l
砂	As	0.000126	0.26	-0.5	5	40	0.006	0.14
シルト	Ac	0.000253	0.22	-1.0	5	40	0.010	0.16
粘土	Dc	0.000632	0.22	-2.0	8	40	0.060	0.11
砂礫	Dg1	0.000126	0.22	-2.0	10	50	0.005	0.35
砂礫	Dg2	0.000126	0.22	-4.0	20	60	0.005	0.60
花崗岩	R	-	-	-	-	-	-	-

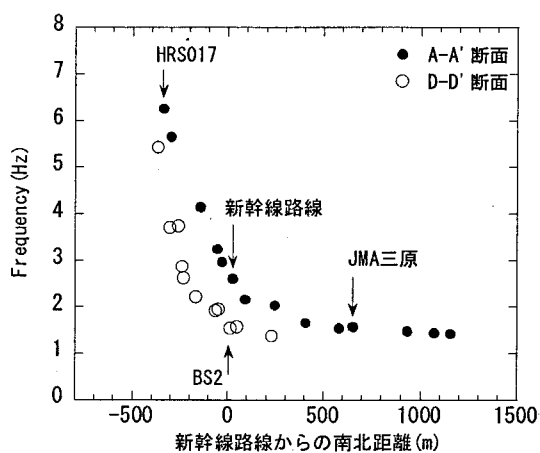


図 4.7 卓越振動数の変化

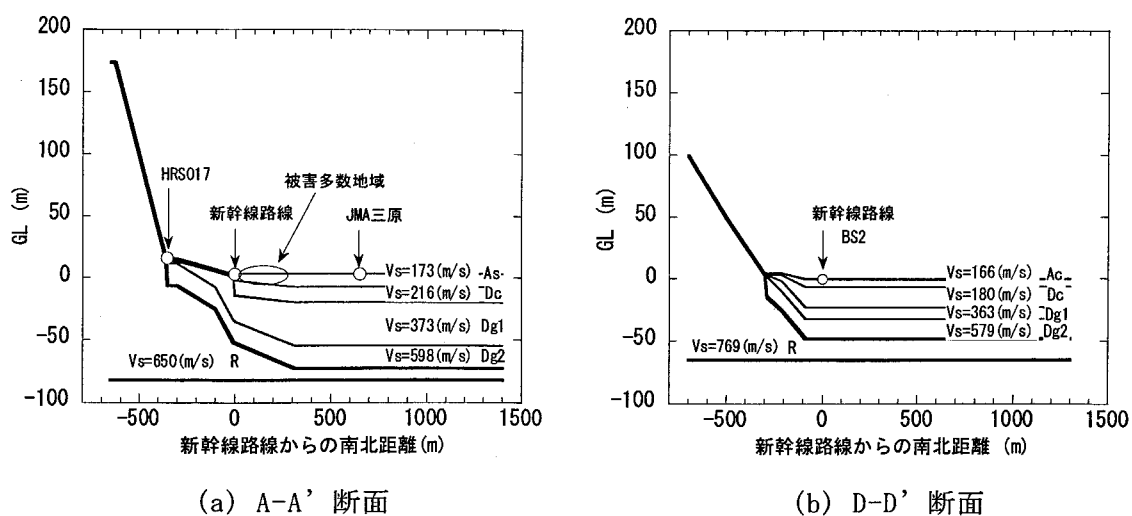


図 4.8 2次元地盤モデル

4.4.2 地震動推定結果

(1) JMA 三原(A-A' 断面)

まず、推定した地盤モデルの妥当性を調べるために、JMA 三原地点(A-A' 断面)における強震記録のシミュレーションを行う。

JMA 三原地点における推定地震動と強震記録とを比較して図4.10に示す。推定地震動の速度波形および加速度応答スペクトル S_{as} はともに、強震記録に概ね対応している。従って、JMA 三原地点の強震記録は推定地盤モデルにHRS017の強震記録を入力地震動とした有効応力解析により、概ね説明できている。なお、図示していないが、同条件で等価線形解析を行った場合には、JMA 三原地点の強震記録を説明できておらず、等価線形解析では地盤の非線形性を十分に表現できなかったものと推測される。加速度応答スペクトル S_{as} で1次元地盤モデルと2次元地盤モデル(650m 地点:新幹線路線からの南北距離)の結果を比較すると、両者に違いは殆どなく、JMA 三原地点では2次元地盤構造の影響は見られていない。

(2) 被害多数地域(A-A' 断面)

A-A' 断面における推定地震動の最大地動加速度(PGA)と最大地動速度(PGV)の分布を図4.11に示す。PGAはHRS017地点からJMA 三原地点に向かうにつれ、約450から200 cm/s^2 へと小さくなっている。一方、PGVは被害多数地域で若干大きくなっているが、概ね20 cm/s 程度とA-A'断面で大きな変化は見られていない。

次に、被害多数地域における推定地震動を図4.12に示す。2次元地盤モデル(100m 地点)の加速度応答スペクトル S_{as} は1次元地盤モデルの結果よりも0.7~1.0sの周期領域で大きくなっている。そして、2次元地盤モデルの加速度応答スペクトル S_{as} は、図4.10に示したJMA 三原地点の結果とも同程度となっている。

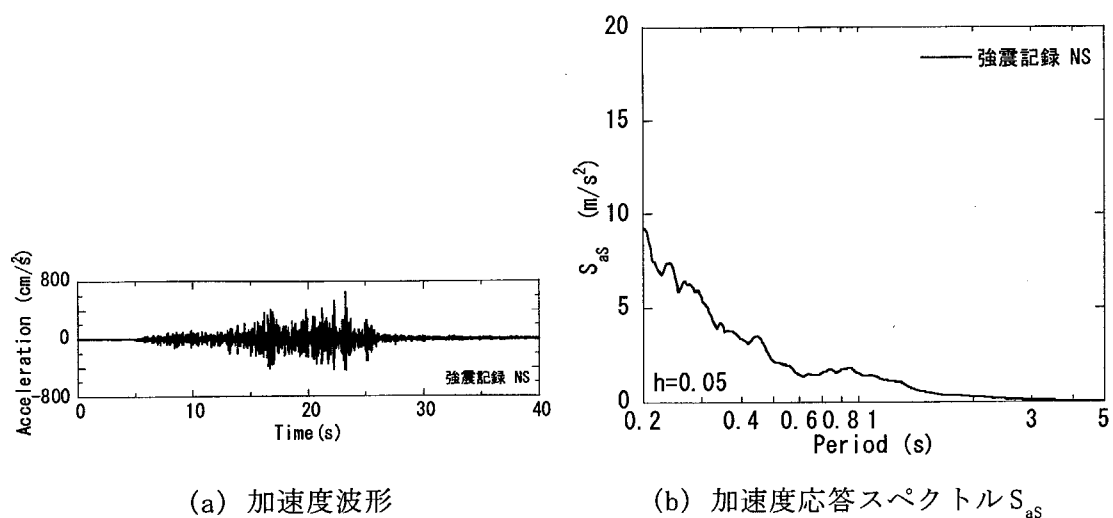


図 4.9 K-NET 観測点 HRS017 の強震記録

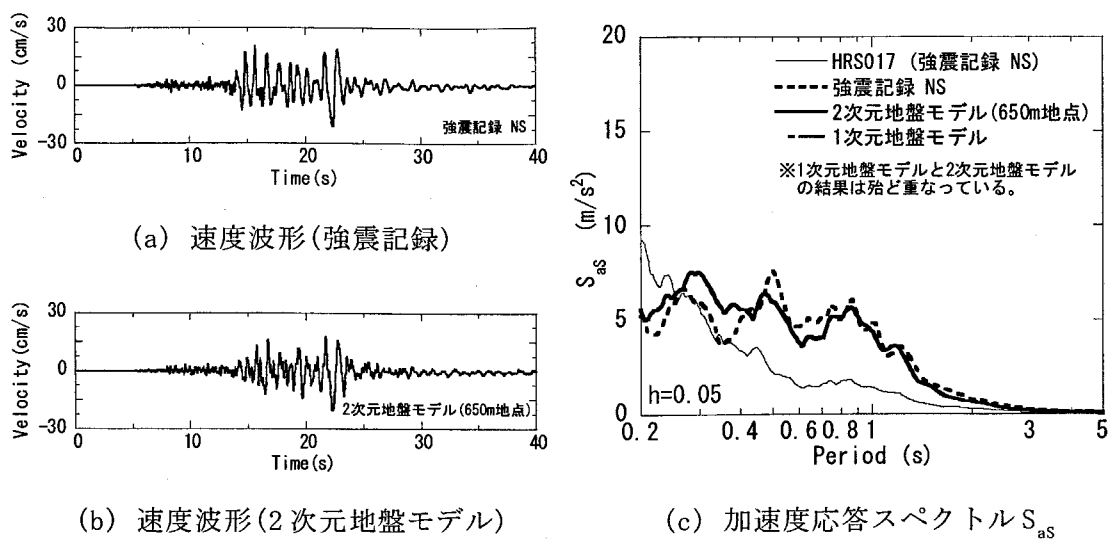


図 4.10 JMA 三原地点の推定地震動と強震記録

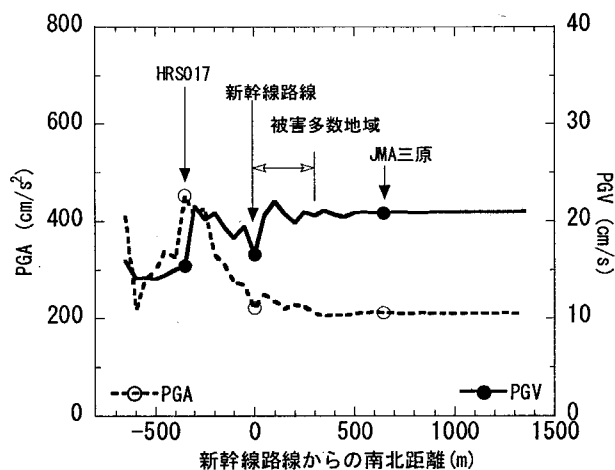


図 4.11 推定地震動の PGA と PGV の分布 (A-A' 断面)

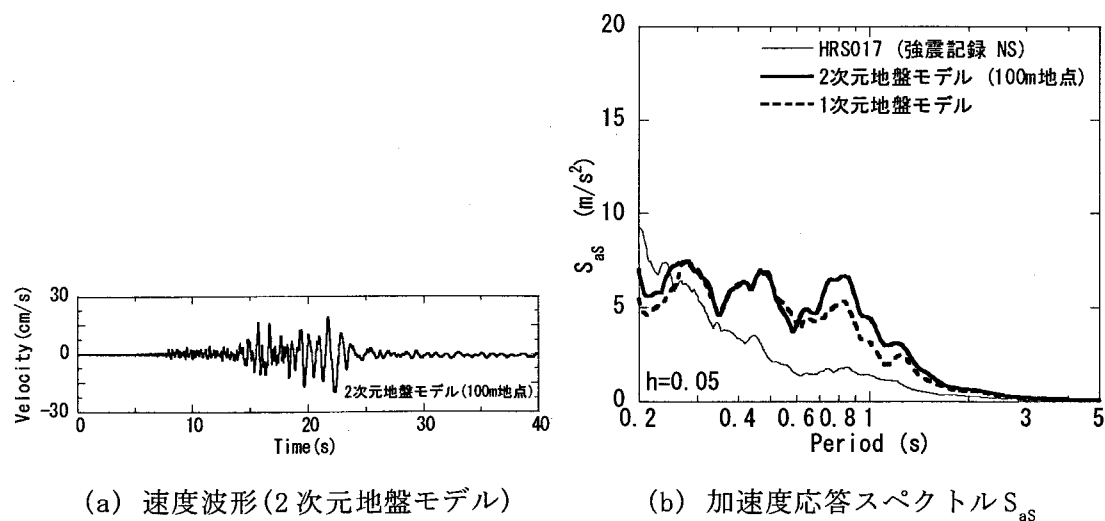
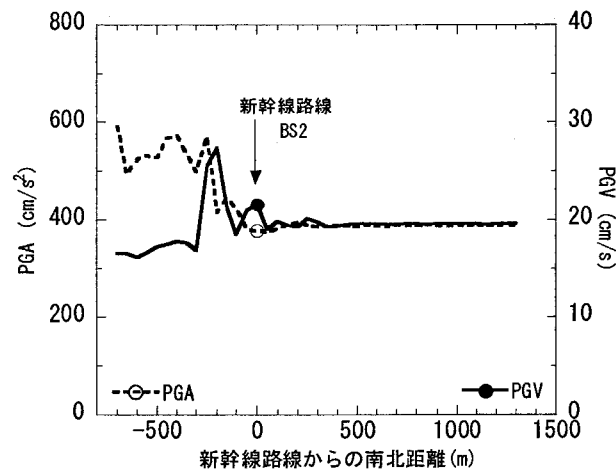


図 4.12 被害多数地域の推定地震動

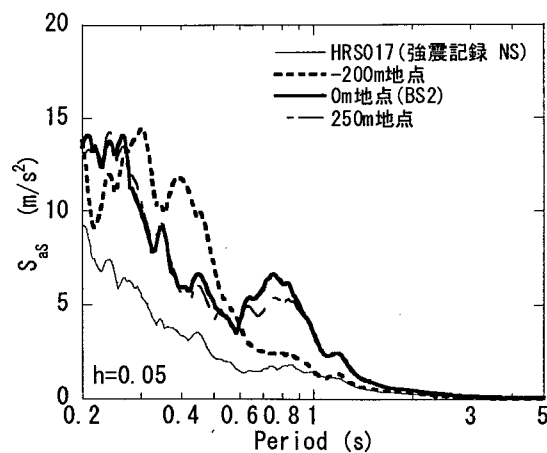
(3) D-D' 断面

D-D' 断面における推定地震動の PGA と PGV の分布を図 4.13(a)に示す。PGA は A-A' 断面と同様に、南に向かうに従い小さくなっている。一方、PGV では -200m 地点で約 28cm/s 程度と大きくなっているが、新幹線路線から南側では大きな変化は見られず、概ね 20cm/s 程度となっている。

PGV が大きくなっている地点(-200m 地点、0m 地点(BS2)、250m 地点)の加速度応答スペクトル S_{as} を図 4.13(b)に示す。-200m 地点では、PGV は大きくなっているが PGA も大きく、加速度応答スペクトル S_{as} は 0.2 ~ 0.4s の周期領域で大きく卓越している。それに対して、0m、250m 地点では 0.6 ~ 1.0s の周期領域が卓越する加速度応答スペクトル S_{as} となっている。そして、0m 地点では 250m 地点よりも若干大きな加速度応答スペクトル値を示している。



(a) PGA と PGV の分布



(b) 加速度応答スペクトル S_{as}

図 4.13 D-D' 断面の推定地震動

(4) 地震動推定結果のまとめ

2001年芸予地震における三原市域の地震動推定結果についてまとめると、以下の事が指摘できる。JMA 三原地点の強震記録は推定した2次元地盤モデルにK-NET観測点HRS017の強震記録(NS成分)を入力地震動として用いた有効応力解析により、シミュレーションできている。PGVの分布では、三原市の南北断面(A-A'断面およびD-D'断面)において、大きな変化は見られず20cm/s程度となっている。一方、加速度応答スペクトル S_{as} では、新幹線路線付近において1秒付近の周期領域が増幅している。そのため、新幹線路線付近では2次元地盤構造が地震動増幅特性に影響した可能性が示唆される。

4.5 木造建物の地震被害と最大応答変形角

最後に、性能等価加速度応答スペクトル^{4.1)}を用いて推定地震動に対する木造建物の最大応答変形角を推定し、三原市の木造建物被害を分析するとともに、木造建物に比較的小さな構造被害が発生する条件について検討を行う。

4.5.1 木造建物の性能等価加速度応答スペクトル

性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} は地震観測記録や地震荷重の加速度応答スペクトル S_{as} と直接的に比較可能なように、木造建物の限界性能(限界耐力、限界変形)をそれと等価な加速度応答スペクトル S_{aes} に換算したものである(詳細は2.4節を参照)。

本検討においては、木造建物は2階建てを想定し、質量の等しい2質点系の1次固有モードが直線である場合を仮定して等価高さ $H_e=4.5\text{m}$ 、等価質量 M_e と質量 M の比 $\mu=0.9$ の1質点系(等価質量 M_e)に縮約している。復元力特性は、既往の木造構造要素実験データベース^{4.10,4.11)}を参考に、降伏変形角 $R_y=1/100$ の完全弾塑性型の骨格曲線で表す。(2.14)式中の λ は、木造建物の耐震要素が筋かいの場合に適用される値 $0.2^{4.12)}$ と設定している。そして、木造建物の降伏せん断力係数(耐力) $C_y(=Q_y/Mg : Q_y$ は降伏せん断力、 Mg は建物総重量)は、 $0.2 \sim 1.0$ まで 0.2 ずつ変化させる。このとき、木造建物の初期減衰 h_0 の評価は(2.16)式に従っている。木造建物の最大応答変形角 R は木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} と、地表面の加速度応答スペクトル S_{as} の交点から評価できる。

4.5.2 木造建物の最大応答変形角

まず、A-A'断面において最大地動速度(PGV)が大きくなっている地点(-300m地点：新幹線路線からの南北距離)、被害多数地域(100m地点)、JMA 三原地点(650m地点)の木造建物の最大応答変形角を図4.14に示す。-300m地点では、 0.3s 付近の周期領域が大きく卓越する加速度応答スペクトル S_{as} となっているが、降伏せん断力係数 C_y に関わらず木造建物の最大応答変形角 R は $1/100\text{rad}$ 以下となっている。それに対して、被害多数地域およびJMA

三原地点では、1秒付近の周期領域で加速度応答スペクトル S_{as} が卓越しており、降伏せん断力係数 C_y が0.4以下の木造建物で最大応答変形角 R は1/50rad程度となっている。一方、被害分布との対応をみると、JMA三原地点では被害多数地域と同程度の最大応答変形角が推定されているが、4.2節で示したようにJMA三原周辺では被害はあまり見られていない。JMA三原地点周辺では木造建物が比較的少なかったために、木造建物の構造被害は顕著に現れなかったものと推測される。

次に、A-A'断面における木造建物の最大応答変形角 R と推定地震動の $(PGA \cdot PGV)^{0.5}$ との関係を図4.15に示す。木造建物の最大応答変形角 R は降伏せん断力係数 C_y が0.2、0.4の場合を示している。木造建物の最大応答変形角 R は約1/400～1/50radの間に分布しているが、 $(PGA \cdot PGV)^{0.5}$ が大きな値の地点(-400～-200mの範囲)では、1/100rad以下となっている。PGAおよびPGVの分布(図4.11)と同様に $(PGA \cdot PGV)^{0.5}$ の分布でも、木造建物の構造被害の分布を説明することはできていない。

最後に、A-A'断面における木造建物の最大応答変形角 R と推定地震動のPGA/PGVとの関係を図4.16に示す。木造建物の最大応答変形角 R はPGA/PGVが小さくなるに従い、大きくなっている。木造建物の最大応答変形角 R は降伏せん断力係数 C_y によっても変化しているが、PGA/PGVが約16以上の場合には約1/100rad以下、PGA/PGVが10～12の場合には概ね1/60～1/50radとなっている。地震動の卓越周期 $1/F_e$ を簡略的に $1/F_e = 2\pi \cdot PGV/PGA$ として関係付けると、最大応答変形角 R が1/100rad以下の場合($PGA/PGV > 16$)には、地震動の卓越周期は約0.4s以下となっている。それに対して、最大応答変形角 R が1/60radを超える場合($PGA/PGV = 10 \sim 12$)には、地震動の卓越周期は約0.5～0.6sとなり、地震動の卓越周期によっても木造建物の最大応答変形角は変化している。

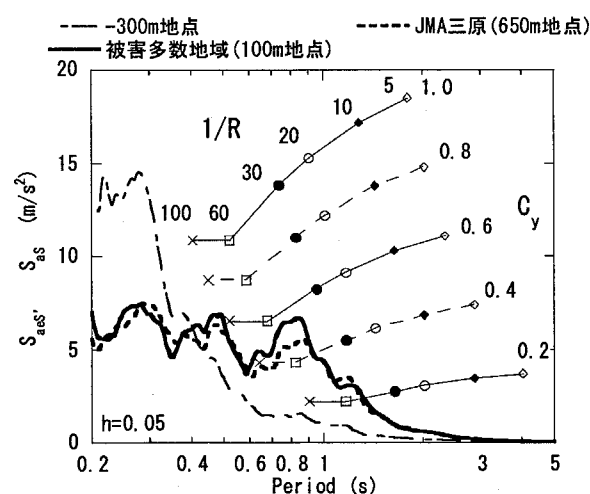


図 4.14 各地点における木造建物の最大応答変形角

4.5.3 木造建物に比較的小さな構造被害が発生する条件

三原市における被害多数地域周辺の木造建物被害の分析結果から(図4.15、図4.16)、木造建物に比較的小さな構造被害が発生する条件について以下の事が指摘できる。被害多数地域では木造建物の最大応答変形角は $1/60 \sim 1/50 \text{ rad}$ 程度、被害があまり見られなかった地域(被害多数地域の北側)では、最大応答変形角は $1/60 \text{ rad}$ 以下と推定される。そして、木造建物の比較的小さな構造被害と推定される最大応答変形角との対応関係は、既往の木構造の実験結果に概ね対応している。

一方、木造建物の応答・被害と地震動特性との対応をみると、木造建物の最大応答変形角は地震動の卓越周期によっても変化しており、木造建物の比較的小さな構造被害の分布は最大地動加速度(PGA)、最大地動速度(PGV)および $(\text{PGA} \cdot \text{PGV})^{0.5}$ の分布では説明できていない。そのため、木造建物の比較的小さな構造被害の分布を説明する上では、地震動のスペクトル特性を考慮した評価も必要であると考えられる。

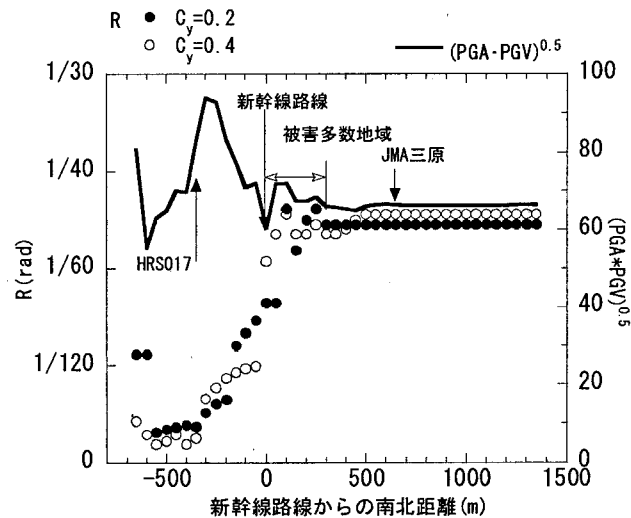


図 4.15 最大応答変形角と $(\text{PGA} \cdot \text{PGV})^{0.5}$ 関係 (A-A' 断面)

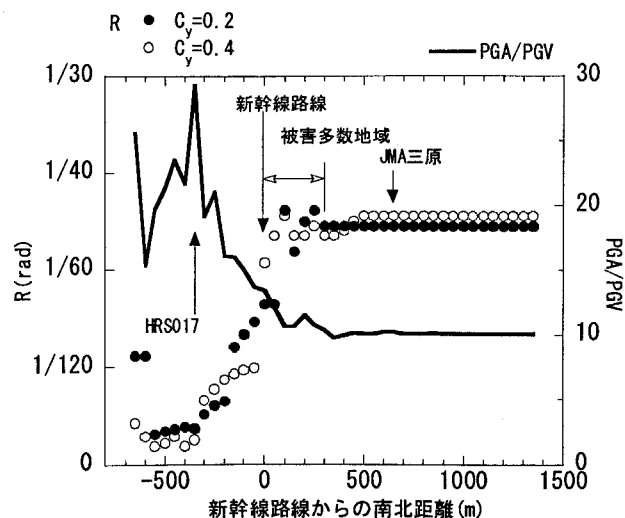


図 4.16 最大応答変形角と PGA/PGV 関係 (A-A' 断面)

4.6 第4章のまとめ

木造建物に比較的小さな構造被害をもたらすような地震の発生頻度は小さくなく、木造建物に比較的小さな構造被害が発生する条件(地震動強さ、木造建物の最大応答変形角等)を把握しておく事は、防災対策あるいは耐震設計を考える上で重要である。

ここでは、2001年芸予地震の際に外壁のひび割れなどの比較的小さな構造被害が多数の木造建物に生じた三原市内の地域(被害多数地域)を対象として、木造建物に構造被害が発生する条件(被害が発生する地震動強さと木造建物の最大応答変形角)の定量的評価を目的として以下の検討を行った。被害多数地域では強震記録が得られていないため、常時微動計測、表面波探査およびアレイ微動計測の結果に基づいて三原市域の南北方向2次元地盤モデルを作成し、K-NET観測点HRS017の強震記録を入力地震動とした有効応力解析により地震動の推定を行った。そして、気象庁観測点JMA三原の強震記録は概ねシミュレートする事ができており、推定地震動評価結果の妥当性を示した。最後に、木造建物の性能等価加速度応答スペクトル^{4.1)}を用いて、木造建物の最大応答変形角を推定し、被害分布との対応について分析を行った。以下に、木造建物に比較的小さな構造被害が発生する条件についての結論をまとめる。

- 1) 木造建物の被害多数地域では、木造建物の最大応答変形角は概ね $1/60 \sim 1/50\text{rad}$ 程度となっている。これに対して、被害があまり見られなかった地域(被害多数地域の北側)では $1/60\text{rad}$ 以下と推定された。以上の結果は、既往の木構造の実験結果とも概ね整合したものであると言える。
- 2) 推定地震動の最大地動加速度(PGA)分布、最大地動速度(PGV)分布、 $(\text{PGA} \cdot \text{PGV})^{0.5}$ の分布を用いて、木造建物の比較的小さな構造被害の分布を説明する事はできなかった。
- 3) 三原市における木造建物の被害は、表層地盤の2次元構造と非線形性によって1秒付近の地震動周期成分が増幅・卓越したために発生したと考えられる。木造建物の被害多数地域を説明する上では、地震動のスペクトル特性を考慮した評価が必要である。なお、木造建物に大きな変形や被害を生じさせるには、変形を進行させるエネルギーが必要となるため、最大応答変形量や建物被害は最大地動速度との相関が高いと考えられる。しかしながら、本章で対象としたような被害が発生し始める程度の地震動強さレベルでは、建物被害は被害発生部位(屋根瓦や壁など)や地震動の卓越周期等によって建物被害と相関の高い地震動強さ指標が変化すること^{4.13)}が再確認された。従って、最大地動速度などの単一の地震動強さ指標を用いた被害率曲線から建物の地震被害予測を行う場合にも、この点に十分に注意する必要がある。

第4章の参考文献

- 4.1) 林康裕：性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価，第11回日本地震工学シンポジウム，pp.651-656，2002.11.
- 4.2) 鎌田輝男：芸予地震における三原市の住宅被害，第一回日本地震工学研究発表・討論会梗概集，p83，2001.11.
- 4.3) 日本建築学会：2000年鳥取県西部地震災害調査報告 2001年芸予地震災害調査報告，pp.249-279，2001.10.
- 4.4) 林宏一，鈴木晴彦，斎藤秀樹：人工振源を用いた表面波探査の開発とその土质地質調査への適用例，応用地質技術年報，No.21，pp.9-39，2001.
- 4.5) 中国地方基礎地盤研究会：広島県地盤図'97，pp144-148，1997.9.
- 4.6) Imai,T.:P and S wave velocities of the ground in Japan, Proceedings of Ninth ICSMFE, Vol.2, pp.257-260, 1977.
- 4.7) 龍岡文夫，福島伸二：砂のランダム繰返入力に対する応力～ひずみ関係のモデル化について(1)，生産研究第30巻9号，pp.26-29，1978.
- 4.8) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究，名古屋工業大学博士論文，1997.
- 4.9) 福武毅芳，松岡元：任意方向繰返し単純せん断における応力・ひずみ関係，土木学会論文集，No.463/Ⅲ-22号，pp.75-84，1993.
- 4.10) 後藤正美：構造要素のデータベースの試み，木構造と木造文化の再構築，日本建築学会特別研究委員会・日本建築学会近畿支部，pp.152-157，2001.
- 4.11) 鈴木祥之，斉藤幸雄，樫原健一，五十子幸樹，野島千里：木造軸組の耐震性能評価法—小変形から大変形・倒壊の領域まで評価する限界耐力計算—，第11回日本地震工学シンポジウム，pp.1523-1528，2002.11.
- 4.12) 京都府建築士会他：木造軸組構法の新しい耐震設計法—京町家の改修促進に向けて—，2002.7.
- 4.13) 林康裕，鈴木祥之，後藤正美，小嶋伸仁：2001年芸予地震における木造家屋被害の分析，日本建築学会構造系論文集，No.556，pp.35-42，2002.6.

第5章 2000年鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害の分析

5.1 概要

地震被害地域では建物被害の大きさによって、その地域における木造建物の耐震性能も評価されがちである。そのため、木造建物への入力地震動特性の評価は建物被害の定量的評価を行う上で、ひいては木造建物の耐震性能を評価する上で重要となる。2000年鳥取県西部地震の震源域においては、強震記録が少ない上に地震動特性の評価も十分な精度で行われているとは言えない。また、木造建物被害が大きかった日野町内(図5.1)においても木造建物被害に顕著な差が見られているが^{5.1)}、建物被害が大きかった地域の木造建物に入力した地震動特性についても十分に検討されていない。

3.4節では、日野町内の木造建物被害に差が生じた要因や表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答に及ぼす影響についてパラメータ解析を行い分析している。しかし、日野町における表層地盤の地震動増幅特性や木造建物の耐震性能については十分に評価されておらず、木造建物の応答(最大応答変形角)と建物被害との関係についても十分に検討されていない。

ここでは、日野町において表面波探査、アレイ微動計測を行い表層地盤の地盤構造を推定するとともに、その結果に基づいて日野町の表層地盤(卓越周期約0.2～0.5s)の地震動増幅特性が木造建物被害に及ぼす影響について分析し、日野町の木造建物に入力した地震動特性について検討を行う。そして、日野町における被災木造建物を対象として、限界耐力計算に基づく耐震性能評価を行い、木造建物の最大応答変形角と建物被害との関係について定量的に分析を行う。

まず、5.2節では、日野町内に見られる木造建物被害の差について再確認し、最大地動速度との関係について分析を行う。次に、5.3節では、表面波探査、アレイ微動計測を行い、日野町における表層地盤のS波速度構造を推定し、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答に及ぼす影響について分析する。そして、2000年鳥取県西部地震で観測されている強震記録を用いて、地震動特性が木造建物応答に及ぼす影響について分析を行い、日野町の木造建物に入力した地震動特性について検討する。最後に、5.4節では、5.3節で検討している木造建物への入力地震動と限界耐力計算に基づいた耐震性能評価の結果とを用いて被災木造建物の最大応答変形角を評価し、最大応答変形角と建物被害との関係について定量的に分析を行う。

5.2 木造建物被害と最大地動速度

日野町内における木造建物被害の差について、木造建物の地区別全壊率^{5.2)}より再確認し、墓石の転倒率から推定されている最大地動速度^{5.3)}(PGV)との関係について分析を行う。

対象地域は図 5.1 に示すように断層直行方向に分布している日野町内の各地区としている。罹災証明より算定される木造建物の全壊率^{5.2)}と墓石の転倒率から推定されている最大地動速度^{5.3)}を図 5.2 に示す。木造建物の全壊率は各地区の全壊棟数を世帯数で除したものである。なお、同図には KiK-net 観測点 TTRH02、K-NET 観測点 TTR007、TTR009 での強震記録の最大地動速度も併せて示している。

木造建物の全壊率、推定最大地動速度はともに、断層延長線上付近に位置する黒坂から安原地区までの約 5km の範囲で大きくなっている。この範囲には、最大地動速度(PGV)1.1m/s を観測した KiK-net 観測点 TTRH02 も位置している。また、推定最大地動速度が 0.7m/s 程度の地区では、木造建物の全壊率は 5% 以下と低くなっている。以上より、日野町内で木造建物被害が大きかった地区では、地表面の地震動レベル(最大地動速度)も大きくなっている。

5.3 地震動特性の分析

5.3.1 表層地盤の卓越周期と木造建物被害との関係

まず、日野町における表層地盤の卓越周期と木造建物被害との関係について分析する。

常時微動計測では、サンプリング振動数 100Hz で 5 分間の計測を行っている。計測した微動記録を 40.96 秒間で分割し、交通振動などのノイズが少ない部分を選択して(標本数は 8 ～ 16)分析に用いている。H/V スペクトルはフーリエ変換後、標本のアンサンブル平均を行い、さらにバンド幅 0.2Hz の Parzen Window により平滑化した後、水平成分を上下成分で除して求めている。求めた H/V スペクトルのピーク振動数を地盤の卓越振動数として読み取っている。

図 5.1 に常時微動計測を行った合計 33 地点の H/V スペクトルから求めた表層地盤の卓越周期を示す。表層地盤の卓越周期は木造建物の全壊率が比較的低い根雨地区では 0.2 ～ 0.3s、全壊率が高い下榎地区では 0.2 ～ 0.4s、黒坂地区では 0.3 ～ 0.5s となっている。また、KiK-net 観測点 TTRH02、K-NET 観測点 TTR007 では、それぞれ 0.3s 程度となっている。これより、日野町内の表層地盤の卓越周期は概ね 0.2 ～ 0.5s 程度であり、地区による顕著な差は見られていない。

地震発生直後に木造建物の被害調査が行われている下榎、黒坂地区を対象として、表層地盤の卓越周期と木造建物被害との関係について分析する。ここで示す木造建物被害^{5.4)}は、簡易外観調査の結果に基づき、建物各部位の被害から総合的に判断されたものである。

下榎、黒坂地区における表層地盤の卓越周期と木造建物被害の分布を図5.3、図5.4にそれぞれ示す。同図では常時微動計測を行った地点の表層地盤の卓越周期を棒グラフで示し、その結果に基づいて内挿した表層地盤の卓越周期の空間分布をコンター図で示している。下榎、黒坂地区ともに表層地盤の卓越周期に関係なく、被害の大きい木造建物は同地区内一帯に分布している。図5.5に内挿した表層地盤の卓越周期と木造建物被害との相関関係を示す。下榎、黒坂地区ともに表層地盤の卓越周期に関わらず、木造建物に被害が生じており、表層地盤の卓越周期と木造建物被害との関係には明瞭な相関は見られていない。

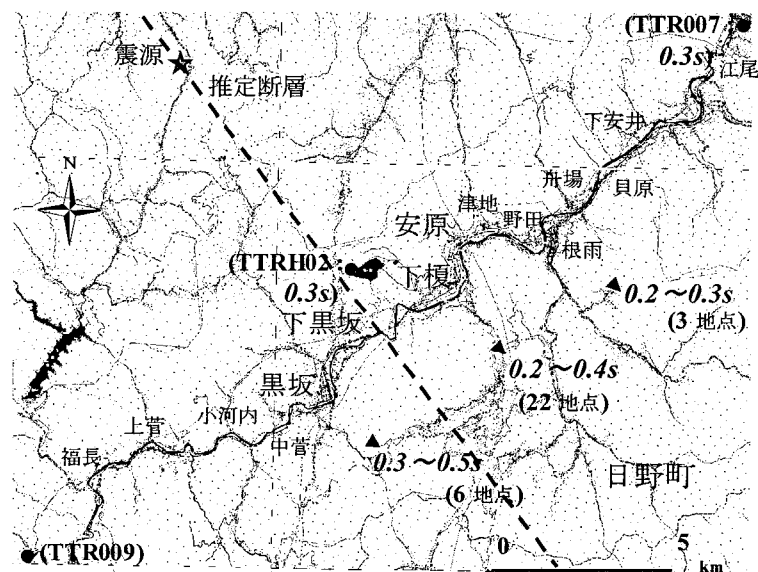


図5.1 日野町における各地区の位置関係と表層地盤の卓越周期

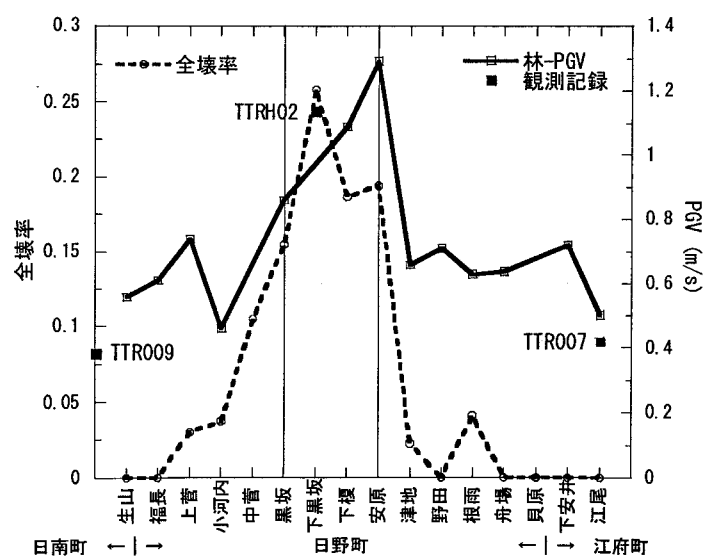
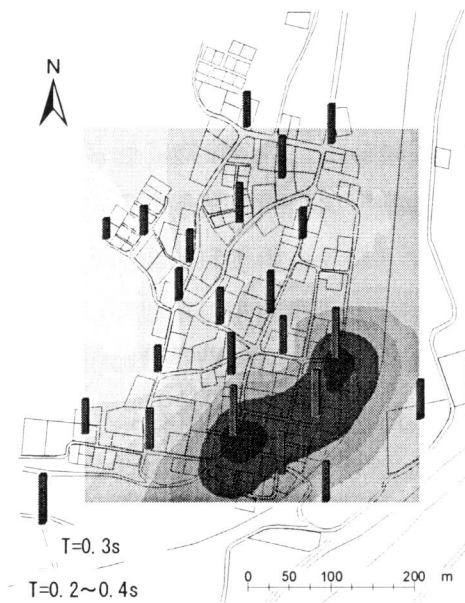
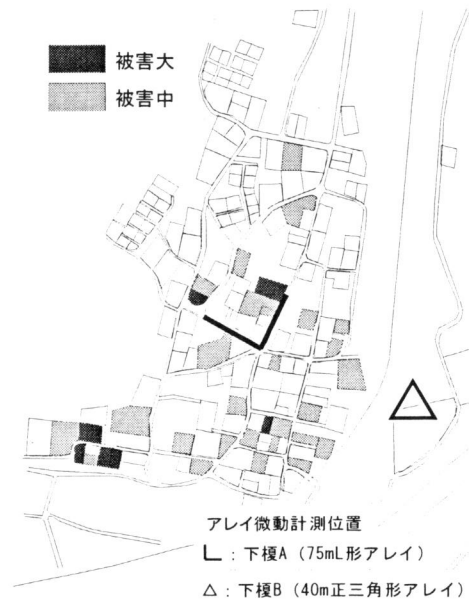


図5.2 地区別の木造建物の全壊率^{5.2)}と推定最大地動速度^{5.3)}の分布



(a) 地盤の卓越周期



(b) 被害の大きい木造建物の分布

図 5.3 下榎地区における地盤の卓越周期と木造建物被害の分布



(a) 地盤の卓越周期



(b) 被害の大きい木造建物の分布

図 5.4 黒坂地区における地盤の卓越周期と木造建物被害の分布

5.3.2 表層地盤のせん断波速度構造

次に、日野町で行った表面波探査、アレイ微動計測結果に基づいて、表層地盤のせん断波速度(以下ではS波速度と呼ぶ)構造を推定する。

表面波探査^{5.5)}では、図4.2(a)に示すように直線46mの測線に2m間隔で受振計を設置し、人工起振(カケヤ)により発生させた表面波を計測し、レイリー波分散曲線(5～40Hz程度の範囲)を求める。そして、さらに深い地盤のS波速度構造を求めるために、図5.6(a)、(b)に示すようなアレイ微動計測を同地点で行い、空間自己相関法によりレイリー波分散曲線を求める。表面波探査とアレイ微動計測で得られた分散曲線を重ね合わせ、S波速度構造を推定する。S波速度構造の逆解析では、振動数と位相速度から波長を求め、波長の1/3の深度に元の位相速度を与えた初期モデルを作成し、非線形最小二乗法によりS波速度構造を推定している。なお、解析パラメータは層厚および層数を固定したS波速度としている。この場合、より深い地盤に同定結果が影響を受ける可能性もあるが、表層地盤の卓越周期約0.2～0.5sに対応したS波速度構造を推定するという本研究の目的には、大きな影響を及ぼさないと判断しそのまま用いている。

本研究では、木造建物の被害が大きかった下榎地区2点(図5.3(b))、黒坂地区(図5.4(b))とKiK-net観測点TTRH02(図5.7)で、表面波探査の他に一边の長さ $L=40\sim75\text{m}$ の正三角形アレイやL形アレイ(図5.6(a)、(b))を展開して微動計測を行った。表面波探査では、サンプリング周波数1000Hz、データ長1024で計測を行っている。アレイ微動計測では、サンプリング周波数1000Hz、データ長16384を1単位とした計測を20回程度行い、解析に用いている。

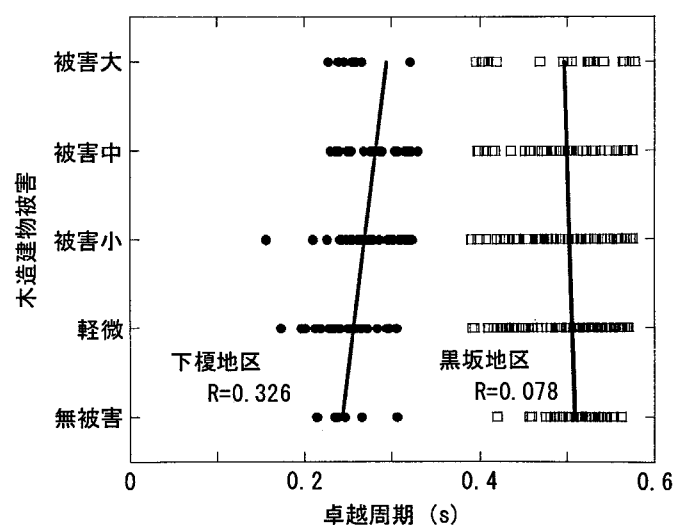


図 5.5 表層地盤の卓越周期と木造建物被害との相関

各地点のレイリー波分散曲線を図 5.8、重複反射理論に基づいて推定 S 波速度構造から求めた弾性時の地震動増幅特性を図 5.9、推定 S 波速度構造を図 5.10 にそれぞれ示す。なお、図 5.10 には各地点のボーリングデータより求めた地盤物性(土質名)を併せて示している。各地点でレイリー波分散曲線の理論値と観測値は概ね対応している(図 5.8)。また、KiK-net 観測点 TTRH02 において、推定 S 波速度構造と PS 検層の結果を比較すると、推定される S 波速度は GL-20 ~ -30m 付近で PS 検層の結果よりも若干低くなっているものの、両者は概ね対応している。そして、各地点とも GL-30 ~ -40m 付近までの S 波速度構造で、同一地点の H/V スペクトルの卓越振動数を表す事ができている(図 5.9)。

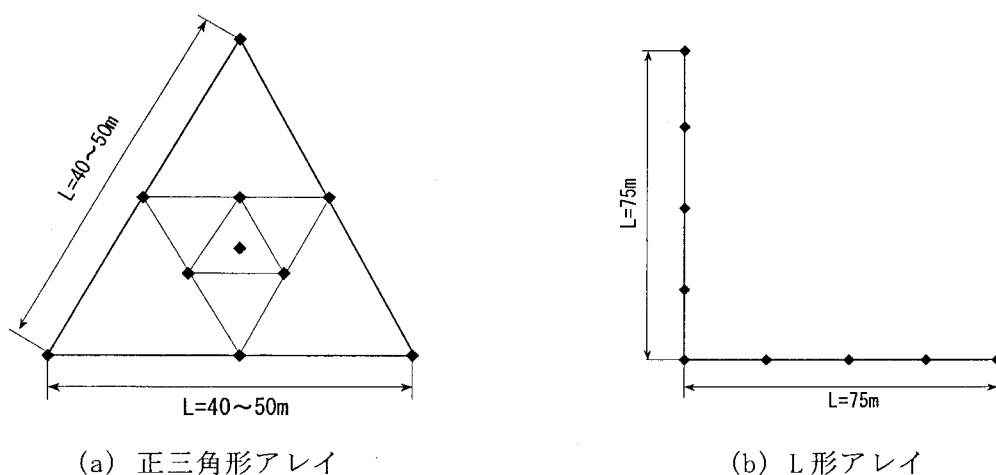


図 5.6 アレイ微動計測の模式図

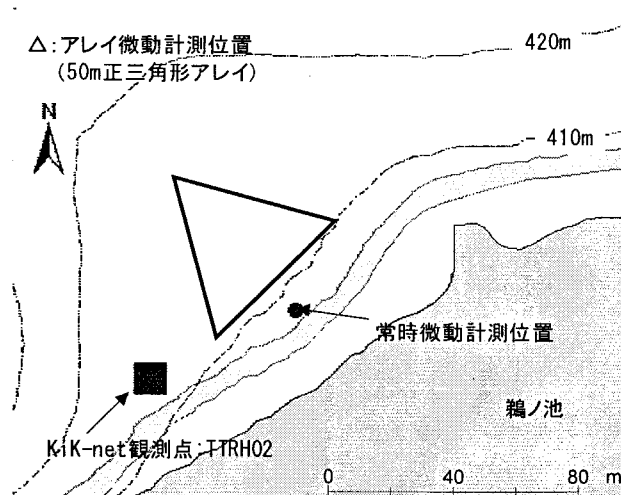


図 5.7 KiK-net 観測点 TTRH02 でのアレイ微動計測位置

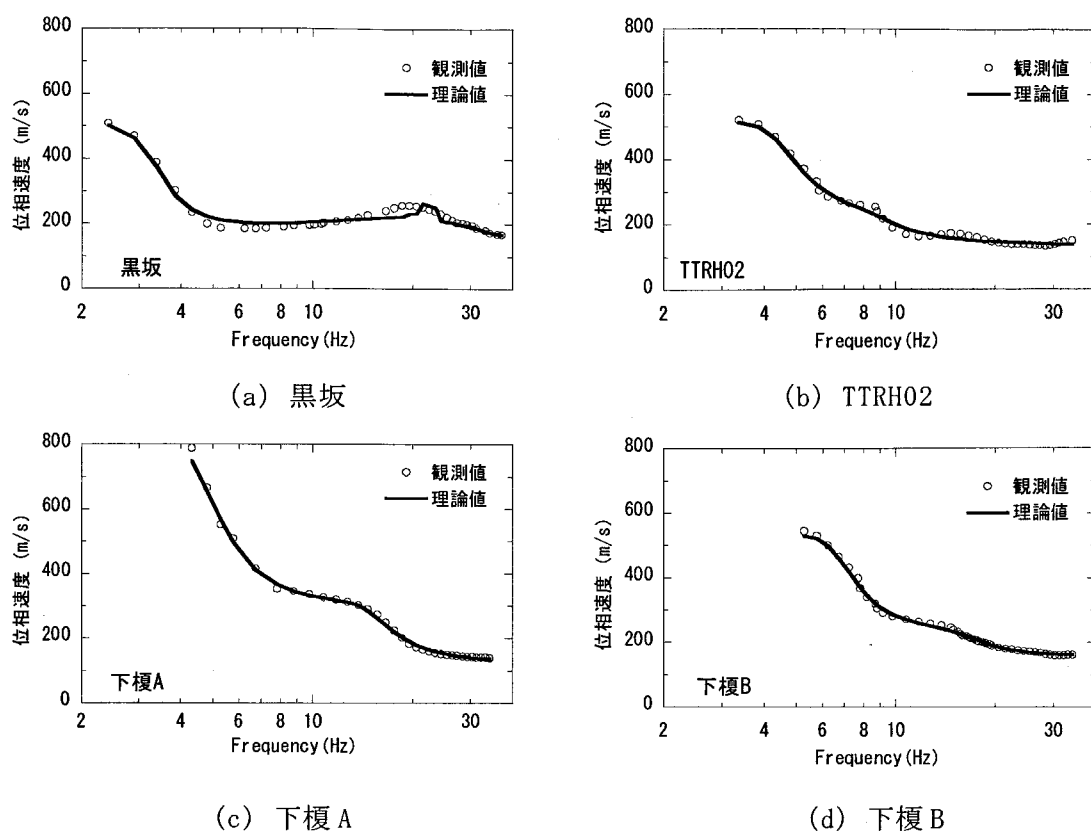


図 5.8 レイリー波分散曲線

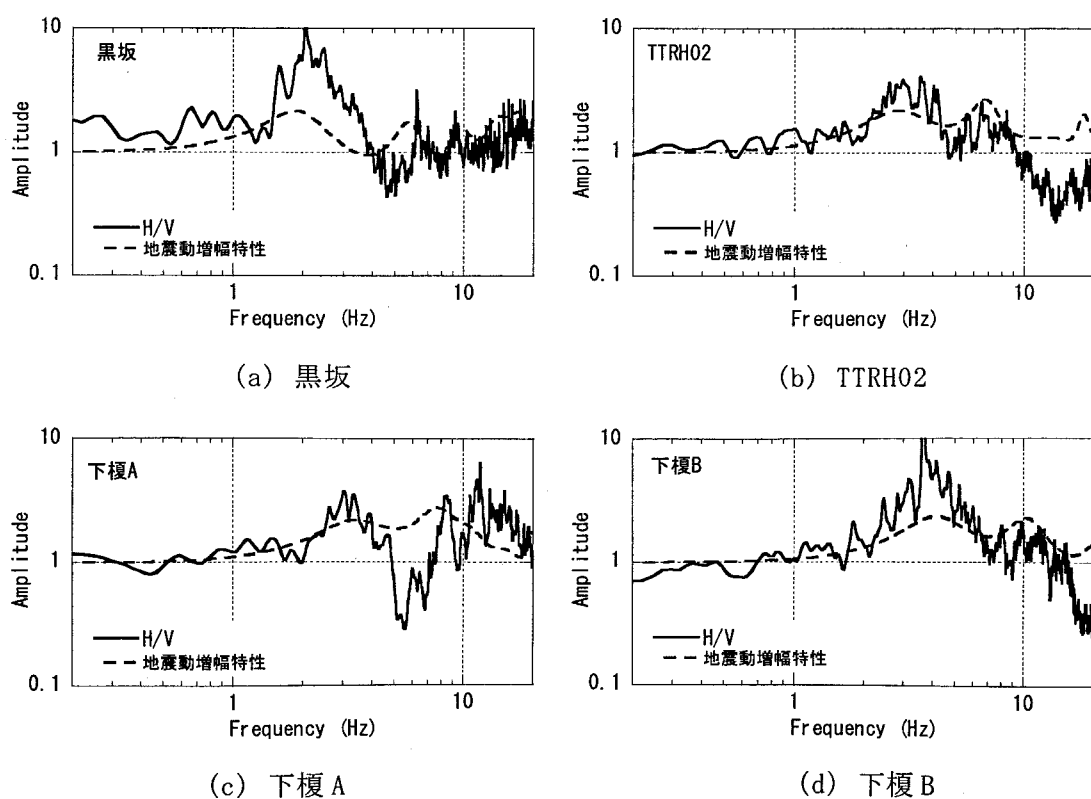
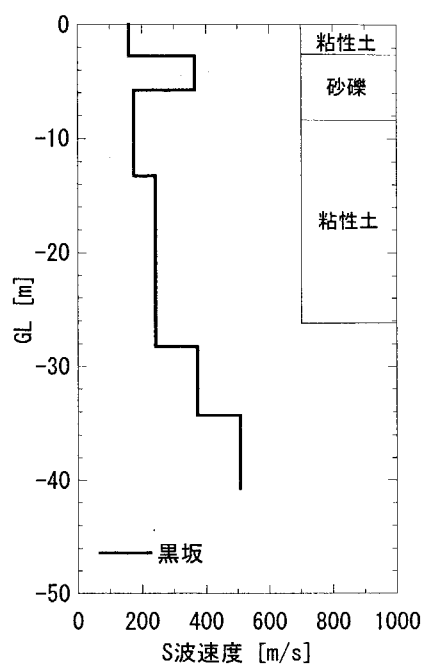
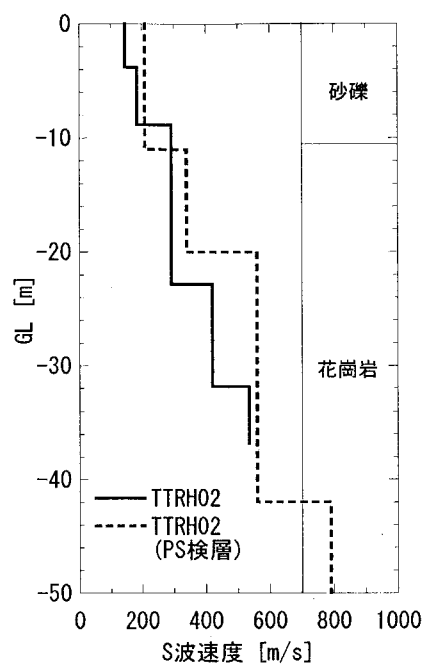


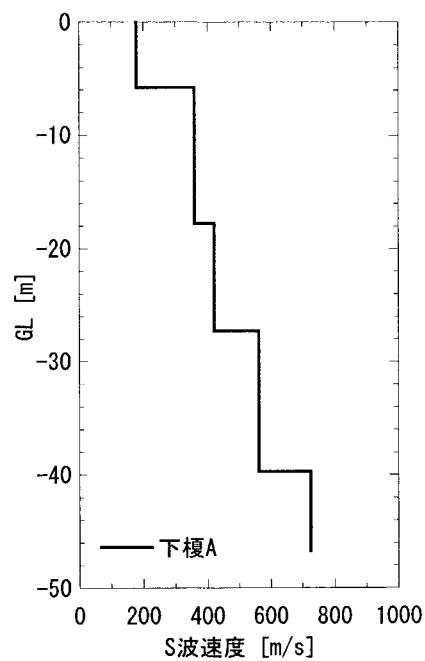
図 5.9 推定表層地盤の弾性時の地震動増幅特性と H/V スペクトル



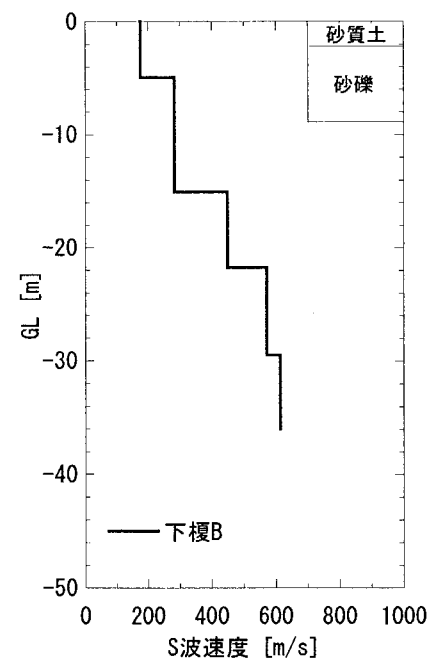
(a) 黒坂



(b) TTRH02



(c) 下榎A



(d) 下榎B

図 5.10 推定 S 波速度構造と土質種別

5.3.3 表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答に及ぼす影響

ここでは、5.3.2項で推定した表層地盤のS波速度構造を用いて、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答に及ぼす影響について分析を行う。

(1) 木造建物の性能等価加速度応答スペクトル

木造建物の応答評価には、性能等価加速度応答スペクトル^{5,6)}を用いる(詳細は2.4節を参照)。本検討においては、木造建物は2階建てを想定し、質量の等しい2質点系の1次固有モードが直線である場合を仮定して、等価高さ $H_{eq}=4.5\text{m}$ 、 $\mu=0.9$ の1質点系(等価質量 M_{eq})に縮約している。復元力特性は既往の木造構造要素実験データベース^{5,7,5,8)}を参考に、降伏変形 $R_y=1/100$ の完全弾塑性型の骨格曲線で表し、(2.14)式中の λ は木造建物の耐震要素が筋かいの場合に適用される値 $0.2^{5,9)}$ と設定している。木造建物の降伏せん断力係数 $C_y(=Q_y/Mg : Q_y$ は降伏せん断力、 Mg は建物総重量)は、0.2、0.4、0.6、0.8と設定している。木造建物の最大応答変形角 R は、木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} と、地表面の加速度応答スペクトル S_{as} の交点から評価できる。

(2) 入射地震動の設定

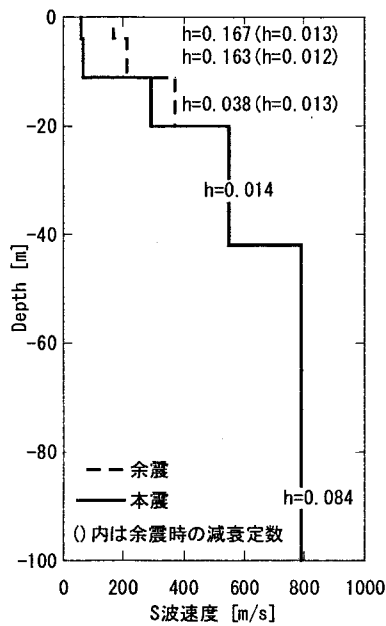
表層地盤への入射地震動は推定表層地盤の最下層上面を基盤面として扱い、基盤面位置での解放基盤面露頭波として設定する。本検討に用いる解放基盤面露頭波には、永野他^{5,10)}によって推定されている(以下では永野モデルと呼ぶ)本震時のKiK-net観測点TTRH02:GL-100m地点(NS成分)での解放基盤面露頭波を用いる。図5.11(b)に解放基盤面露頭波としたKiK-net観測点TTRH02(NS成分):GL-100m地点の加速度応答スペクトル(永野モデル)と、地表面(GL-0m)での永野モデルと強震記録の加速度応答スペクトルを示す。図5.11(a)に、永野モデルのKiK-net観測点TTRH02地点のS波速度構造と減衰定数 h を示す。同図ではS波速度をグラフで、減衰定数を数値で示している。なお()内の値は余震時の減衰定数である。

(3) 地盤物性の設定

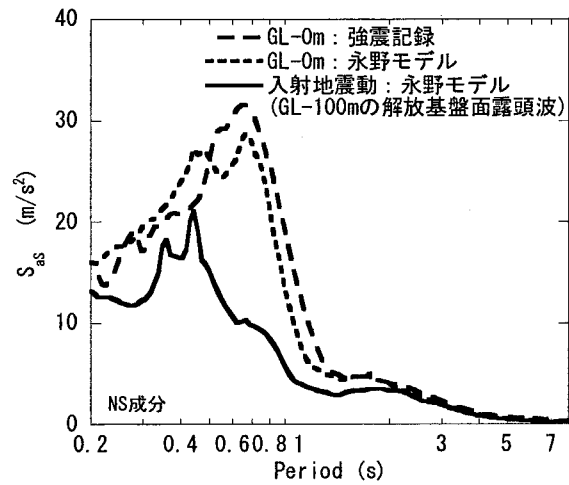
表層地盤の地盤物性(土質種別)は各地点のボーリングデータ(図5.10)や各地点近傍のボーリングデータを参考に、表5.1のように設定している。歪み依存性は今津・福武モデル^{5,11)}の粘性土、砂質土、砂礫(図5.12)を用い、土質名に合わせて各層で設定している。なお、花崗岩の場合には、永野モデルの花崗岩層(GL-11～-20m)の G/G_0 - γ 、 h - γ の関係(図5.12に示す●)を今津・福武モデルの関係式で近似して用いている。

表 5.1 設定した各層の地盤物性

層番号	黒坂	TTRH02	下榎A	下榎B
1	粘性土	砂礫	砂質土	砂質土
2	砂礫	砂礫	砂質土	砂礫
3	粘性土	花崗岩	砂礫	砂礫
4	粘性土	花崗岩	砂礫	砂礫
5	砂礫	花崗岩	花崗岩	花崗岩
6	花崗岩	-	-	-



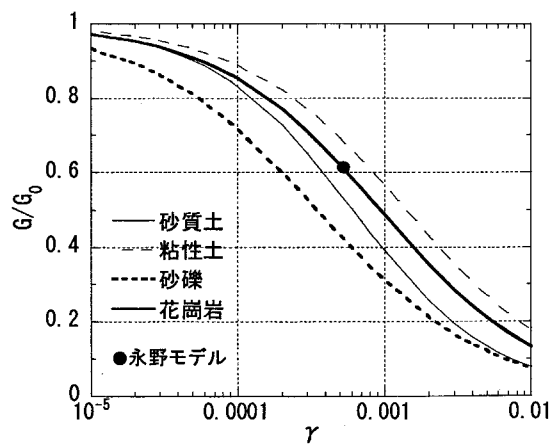
(a) S波速度構造と減衰定数 h



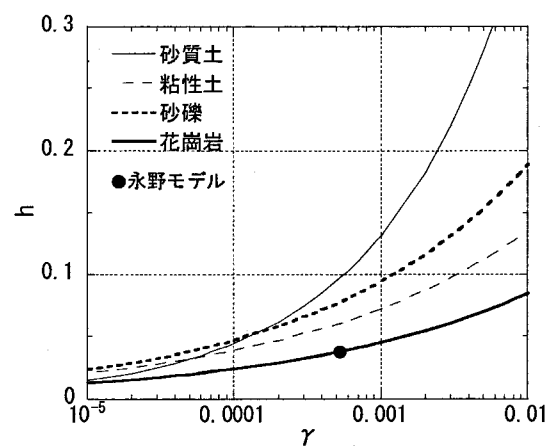
(b) 加速度応答スペクトル

図 5.11 永野他^{5.10)}によって推定されている

KiK-net 観測点 TTH02 の地盤構造と加速度応答スペクトル



(a) $G/G_0 - \gamma$



(b) $h - \gamma$

図 5.12 今津・福武モデル^{5.11)}の歪み依存性

(4) 木造建物応答

KiK-net観測点TTRH02:GL-100mの解放基盤面露頭波を入射地震動として周波数応答解析を行い、推定した各表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答に及ぼす影響について分析を行う。

推定される各表層地盤での木造建物応答を図5.13に示す。推定される各表層地盤の地表面加速度応答スペクトルには1秒以下の短周期領域に差が見られているが、1秒以上の長周期領域では殆ど差が見られておらず、木造建物の最大応答変形角 R にも殆ど差は見られていない。そのため、日野町内で木造建物被害が大きかった地区では、表層地盤の地震動増幅特性の違いによって木造建物応答は大きく変化していない。従って、日野町内で木造建物被害が大きかった地区では、表層地盤への入射地震動が同レベルの場合には同程度の木造建物応答・被害になると推測される。

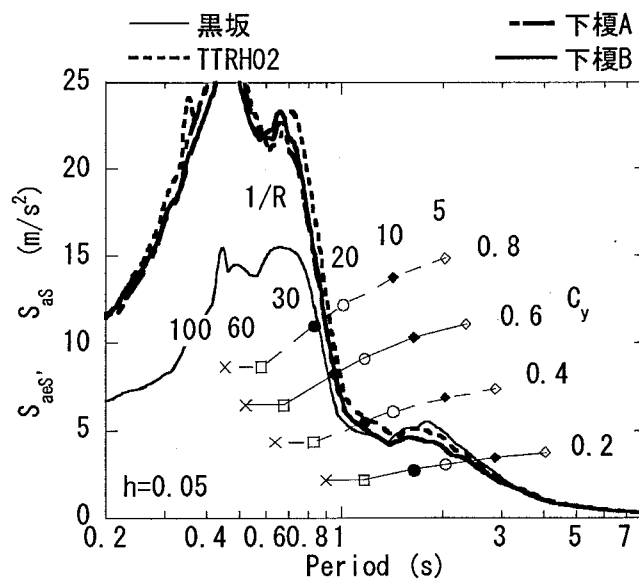


図 5.13 推定された各表層地盤での木造建物応答

5.3.4 日野町における地震動特性の解釈

最後に、2000年鳥取県西部地震で観測された強震記録による木造建物応答について示し、日野町における木造建物被害を検証する際の地震動特性について検討する。

KiK-net 観測点 TTRH02、K-NET 観測点 TTR007、TTR009 の強震記録による木造建物の最大応答変形角 R を図 5.14 に示す。そして、図 5.15 に図 5.13、図 5.14 より求めた木造建物の最大応答変形角 R をまとめて示す。

木造建物の最大応答変形角 R は木造建物の降伏せん断力係数 C_y (耐力) によっても変化しているが、最大地動速度 (PGV) 1.1m/s の KiK-net 観測点 TTRH02 では $1/12 \sim 1/30\text{rad}$ 程度、PGV=0.4m/s の K-NET 観測点 TTR007 では $1/60 \sim 1/80\text{rad}$ 程度となっており、地震動特性(最大速度)によって木造建物応答は大きく変化している。5.3.3 項で示したように、表層地盤の地震動増幅特性の違いによる木造建物応答の変化はあまり大きくないことから、日野町に見られる木造建物被害の差(図 5.2)は表層地盤へ入射した地震動レベル(最大速度)の差によって生じたと推測される。

以上より、日野町における木造建物被害の検証を行う際の地震動特性について、以下の事が指摘できる。木造建物被害、最大地動速度が急増している安原～黒坂地区において、KiK-net 観測点 TTRH02 以外の強震記録で木造建物被害を検証する場合には、木造建物の耐震性能を過小評価する事になる。日野町内で木造建物被害が大きかった下榎、黒坂地区の木造建物に入力した地震動特性が KiK-net 観測点 TTRH02 と同レベルであると考えた場合でも、木造建物の最大応答変形角 R は $1/12 \sim 1/30\text{rad}$ 程度となっている。一方、既往の実験結果からは、最大応答変形角 R が $1/15\text{rad}$ を超えると倒壊の可能性も示されているが、同地域における木造建物は大きな変形性能を有している可能性も指摘されており^{5.3,5.4)}、下榎、黒坂地区で木造建物被害が倒壊に至らなかった事実と矛盾しないと考えられる。

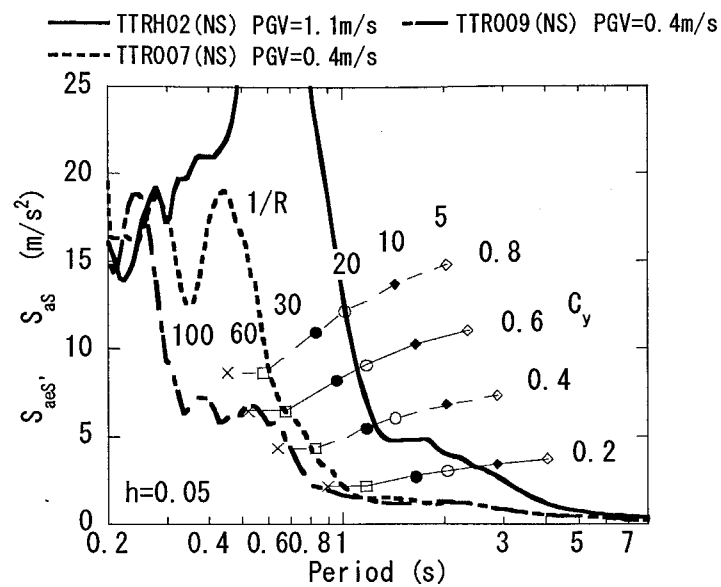


図 5.14 観測された強震記録による木造建物応答

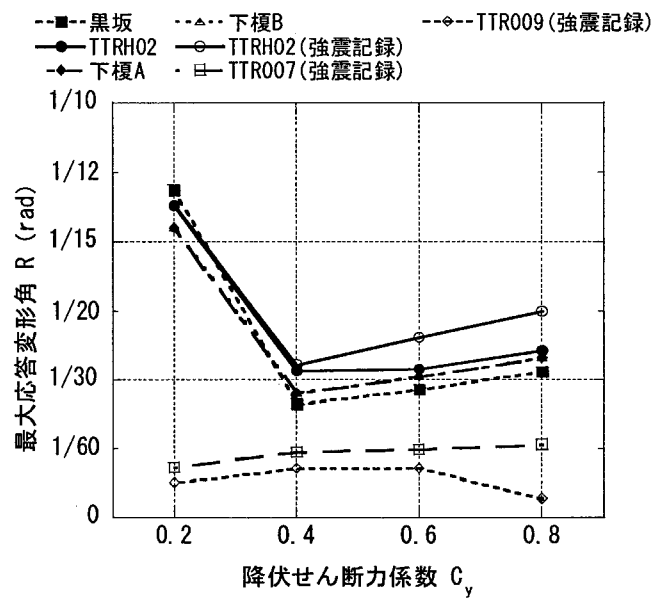


図 5.15 推定される木造建物の最大応答変形角 R

5.4 被災木造建物の耐震性能と建物被害の評価

2000年鳥取県西部地震発生直後には、日野町の5地区(根雨、安原、下榎、下黒坂、黒坂地区)を対象として、簡易外観調査による全数被害調査の他に、木造建物の構造特性と建物被害の関係を明らかにすることを目的とした構造詳細調査^{5.4)}が行われている。構造詳細調査では、室内の被害状況の把握だけでなく、木造建物の構法や構造に関する項目について調査が行われており、木造建物の軸組や耐震要素(全面土塗壁、土塗小壁など)を含んだ建物平面が作成されている(図5.16(a))。

ここでは、構造詳細調査が行われた日野町の木造建物13棟を対象として、木造建物の限界耐力計算に基づいて耐震性能を評価し、その結果を用いて求めた木造建物の最大応答変形角と建物被害との関係について定量的に分析を行う。

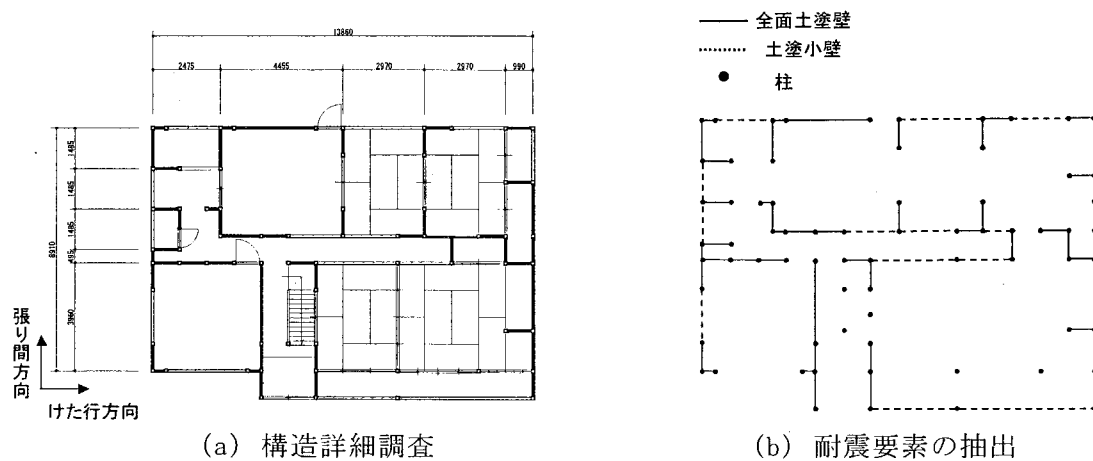
5.4.1 限界耐力計算に基づく耐震性能と建物応答の評価

(1) 限界耐力計算に基づく耐震性能評価

木造建物の構造詳細調査から限界耐力計算に基づいた耐震性能評価^{5.12)}の概要を図5.16に示している。まず、対象とする木造建物の構造詳細調査結果から限界耐力計算に基づいて木造建物の耐震要素(全面土塗壁、土塗小壁など)を抽出する(図5.16(b))。そして、各耐震要素ごとに基準となる復元力特性を係数倍し、足し合わせることで木造建物全体の復元力特性を求める(図5.16(c))。さらに、構造詳細調査の結果から質点の高さや重量を求めて木造建物の質点系モデルを作成する(図5.16(d,e))。最後に、木造建物の限界耐力計算(変位増分法)を用いて、木造建物の等価1質点系モデルを作成する(図5.16(f))。

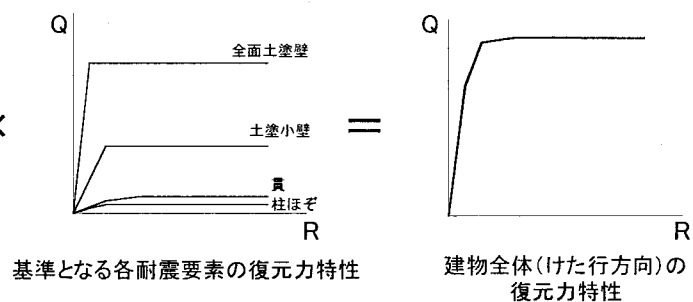
日野町における木造建物の耐震性能評価を行う際に用いた仮定条件を以下に示す。まず、木造建物全体の復元力特性の算定については、図5.17に示す各耐震要素の基準となる復元力特性を以下の条件で係数倍させている。全面土塗壁については、既に貫3段(貫材3本)を有していると仮定して、壁長1.8mを基準として壁長によって係数倍している。土塗小壁については、壁長に関係なく枚数(スパン数)によって比例させている。貫材については、垂れ壁内に1本、腰壁内に2本と仮定して、本数によって基準となる復元力特性を係数倍している。柱ほぞ架構については、柱の上下端部に短ほぞを有すると仮定して本数に比例させ、柱高には反比例させている。次に、建物重量については耐震要素、床、屋根などの面積に建築基準法施行令第84条に基づいた単位重量(固定加重、積載荷重)を乗じて算出する。質点の高さについては、1階部分の高さを基礎から2階床レベル(1階の桁および梁上)までの高さ、2階部分の高さを2階床レベルから2階の桁上までの高さとする。

以上のような枠組で根雨地区(N)3棟、安原地区(Y)1棟、下榎地区(S)6棟、黒坂地区(K)3棟、の総数13棟の木造建物について、限界耐力計算に基づく耐震性能評価を行っている。

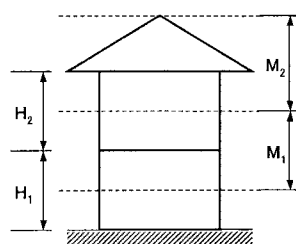


けた行方向の耐震要素

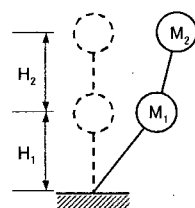
全面土塗壁: 17.8m
 土塗小壁: 11スパン ×
 貫: 13本



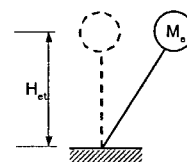
(c) 復元力特性 (各層ごとに) の算定



(d) 重量算定と質点の高さ



(e) 質点系モデル



(f) 等価1質点系モデル

図 5.16 限界耐力計算に基づく耐震性能評価の概要

(2) 木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS}

木造建物の応答評価は、2.4節に示した性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} を用いて行う。限界耐力計算(変位増分法)に基づいて主要な最大層間変形角ごとの等価周期と等価粘性減衰定数を算定し、算出した木造建物の復元力特性から対象木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} を求める。

木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} は、質点系モデルのある限界変形角 R に対する等価1質点系モデルの等価高さ H_{et} 、有効質量 M_e 、せん断力係数 C_{Be} ($=Q/M_e$: Q はせん断耐力)、限界変形角 R_e から求めることができる。このとき、質点系モデルの限界変形角 R と等価1質点系モデルの限界変形角 R_e とは、変形モード $u_2/u_1=2$ (変形モードが直線) 以外の場合には、 $R \neq R_e$ となるので注意が必要である。等価1質点系モデルのある限界変形角 R_e に対する等価建物固有周期 T_{et} と T_{et} に対応する性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} は、加速度応答スペクトル低減率 F_h を用いて次式で表される (g は重力加速度)。

$$T_{et}(R_e) = 2\pi \sqrt{H_{et}(R_e) \cdot R_e / (C_{Be}(R_e) \cdot g)} \quad (5.1)$$

$$\begin{aligned} S_{aeS}(R_e, h=0.05) &= Q(R_e) / (M_e(R_e) \cdot F_h(h_{et}(R_e))) \\ &= C_{Be}(R_e) \cdot g / F_h(h_{et}(R_e)) \end{aligned} \quad (5.2)$$

$$F_h(h_{et}(R_e)) = \frac{1.5}{1 + 10 \cdot h_{et}(R_e)} \quad (5.3)$$

ここでは、等価粘性減衰定数 h_{eq} は等価1質点系モデルの復元力特性の履歴面積から算出している。1サイクルのエネルギー ΔW とポテンシャルエネルギー W を用いると、

$$h_{eq}(R_e) = \frac{\Delta W(R_e)}{4\pi W(R_e)} \quad (5.4)$$

と表される。そして、観測地震動を対象としているため、減衰定数 h_{et} は(2.16)式と同様に、以下のように表される。

$$h_{et}(R_e) = h_{eq}(R_e) + h_0 \quad (5.5)$$

$$\begin{cases} h_{et}(R_e) < 0.05 \text{ の場合} & h_0 = 0.05 - h_{et}(R_e) \\ h_{et}(R_e) \geq 0.05 \text{ の場合} & h_0 = 0 \end{cases}$$

想定地震動に対する木造建物の最大応答変形角 R は、木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} と想定地震動の加速度応答スペクトル S_{aS} との交点から求めることができる。

5.4.2 被災木造建物の耐震性能

構造詳細調査を行った木造建物13棟分の最大応答変形角 R が $1/30\text{rad}$ 時のせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ をけた行、張り間方向ごとに図5.18にそれぞれ示す。同図では、耐震要素ごとにせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ の負担割合を求め、せん断力係数 $C_{Be(R30)}$ の低い順に木造建物を並べてい

る。けた行方向では、全面土塗壁とそれ以外の耐震要素の負担割合が、平均的にほぼ等しくなっている(図 5.18(a))。一方、張り間方向では、せん断力係数 $C_{Be(R30)}$ が大きいほど全面土塗壁の負担割合が増加する傾向にあり、せん断力係数 $C_{Be(R30)}$ の約 6~7 割を全面土塗壁が負担している(図 5.18(b))。同図より、対象地域の木造建物では、全面土塗壁や土塗小壁などを主な耐震要素としている。そのため、以下では、筋交いや合板を主な耐震要素とする N3、K2 邸を除いた 11 棟(伝統的軸組構法の木造建物)を対象として検討を行う。

次に、最大応答変形角 R が $1/30\text{rad}$ 時のせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ の分布(木造建物 11 棟分)をけた行方向、張り間方向別に比較して図 5.19 に示す。けた行方向のせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ は約 0.28-0.42 に分布しているのに対して、張り間方向のせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ は約 0.44-0.51 に分布している。また、せん断力係数 $C_{Be(R30)}$ の平均値で比較しても、張り間方向のせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ がけた行方向のせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ より 1.3 倍ほど高くなっている。

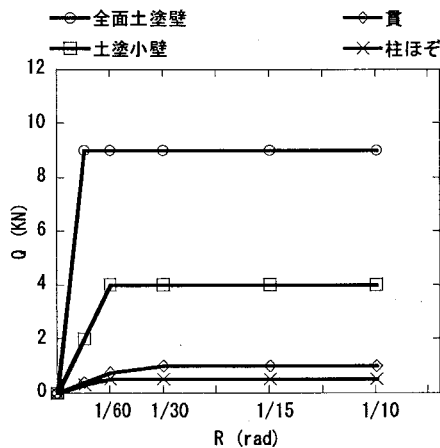


図 5.17 各耐震要素の
基準となる復元力特性^{5.12)}

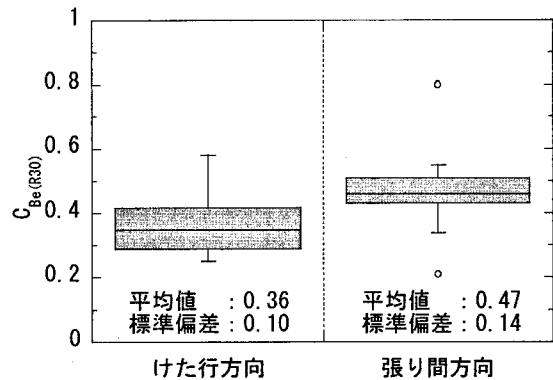
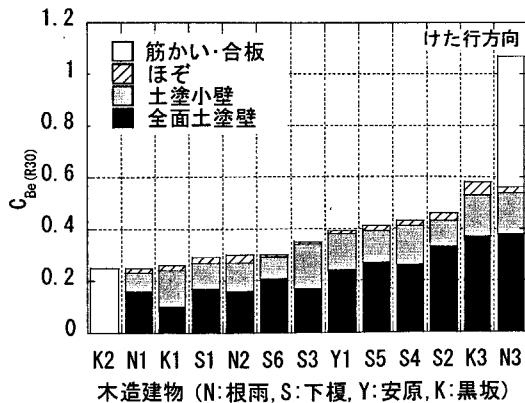
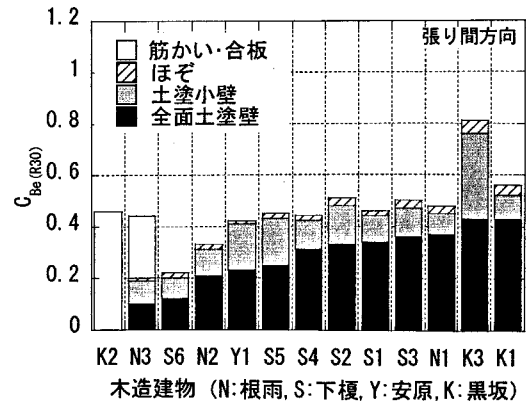


図 5.19 方向別の耐力分布
(木造建物 11 棟分)



(a) けた行方向



(b) 張り間方向

図 5.18 耐力分布の内訳

5.4.3 推定最大応答変形角と建物被害との対応関係

最後に、木造建物の限界耐力計算に基づいた耐震性能評価の結果を用いて、日野町における木造建物の最大応答変形角の評価を行い、最大応答変形角と建物被害との関係について定量的に分析する。

(1) 木造建物に入力した地震動強さの再検討

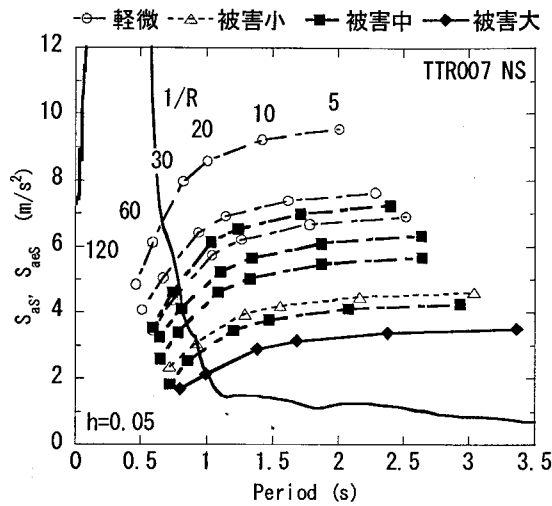
5.3節では、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物に及ぼす影響から木造建物被害が大きかった日野町4地区(安原、下榎、下黒坂、黒坂地区)の木造建物に入力した地震動強さについて検討している。ここでは、木造建物の耐震性能評価の結果を用いて、木造建物の応答と被害との関係から木造建物に入力した地震動強さについて再検討を行う。

構造詳細調査が行われた木造建物のうち、地区別全壊率が高くなっている安原、下榎、黒坂地区の9棟の木造建物を対象として検討を行う。そして、地震動については、KiK-net観測点TTRH02、K-NET観測点TTR007およびTTR009地点における強震記録(NS成分)を用い、木造建物に入力した地震動について検討する(各観測点の位置関係は図5.1を参照)。

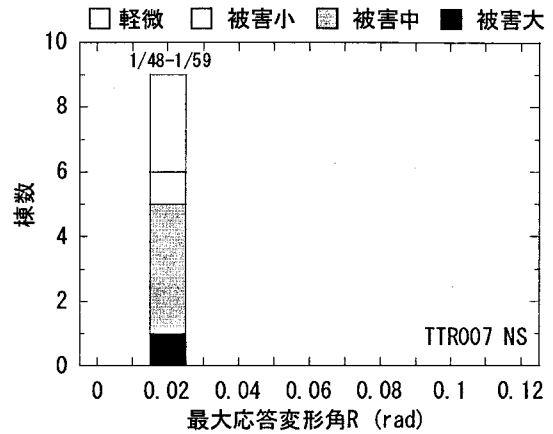
各強震記録による木造建物の最大応答変形角と建物被害との関係を図5.20～5.22に示す。限界耐力計算に基づく耐震性能評価結果から各木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} を求め、各強震記録の加速度応答スペクトル S_{as} との交点から、木造建物の最大応答変形角 R を推定している。

K-NET観測点TTR007およびTTR009の強震記録による木造建物の最大応答変形角 R は、概ね $1/60\text{rad}$ 以下となっている。それに対して、KiK-net観測点TTRH02の強震記録では、すべての木造建物で最大応答変形角 R は $1/25\text{rad}$ 以上と推定されている。TTR007やTTR009の強震記録が得られている江府町および日南町の全壊率は0%となっており、木造建物の最大応答変形角 R が $1/60\text{rad}$ 程度では全壊する可能性は低い。また、木造建物の既往の実験結果⁵⁾との対応から考えても、最大応答変形角 $1/60\text{rad}$ 程度で被害大の建物被害が木造建物に生じる可能性は低いと考えられる。

以上より、限界耐力計算に基づいて木造建物の耐震性能を評価し、日野町の木造建物に入力した地震動強さについて再検討を行ったが、5.3節の結果と同様に日野町の4地区(安原、下榎、下黒坂、黒坂地区)における木造建物に入力した地震動強さはKiK-net観測点TTRH02と同程度であった可能性が示唆される。

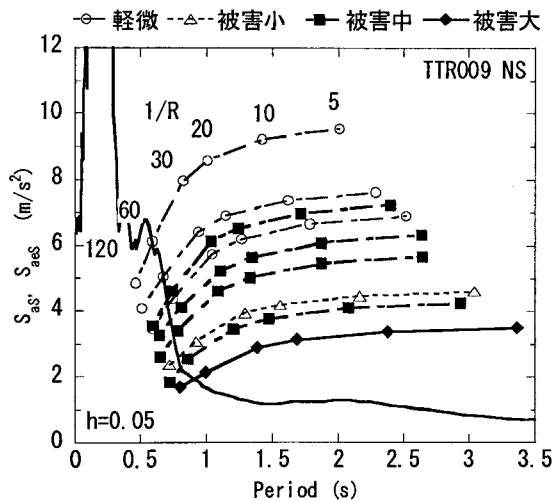


(a) 最大応答変形角R

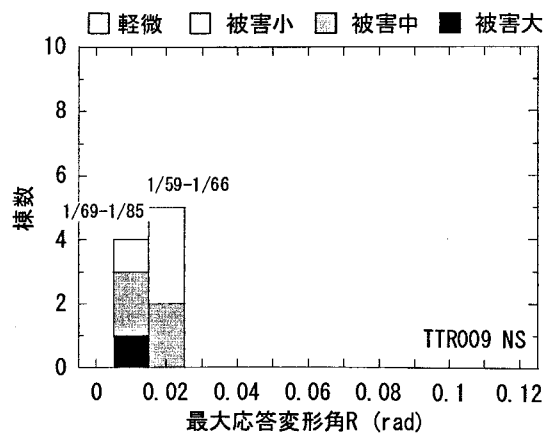


(b) 最大応答変形角Rと建物被害との関係

図 5.20 K-NET 観測点 TTR007 の強震記録による最大応答変形角 R と建物被害との関係



(a) 最大応答変形角R



(b) 最大応答変形角Rと建物被害との関係

図 5.21 K-NET 観測点 TTR009 の強震記録による最大応答変形角 R と建物被害との関係

(2) 木造建物の最大応答変形角と建物被害との定量的関係

最後に、KiK-net 観測点 TTRH02 の強震記録(NS 成分)に対する木造建物の最大応答変形角と建物被害との関係について定量的に分析を行う。

せん断力係数(耐力)が大きい木造建物ほど被害程度は小さくなる傾向にあるが、地震動の加速度応答スペクトル S_{as} と木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} の交点から求められる最大応答変形角 R は、耐力が大きな木造建物ほど増加する傾向にあり、整合していないように見える(図 5.22)。さらに、被災木造建物の推定最大応答変形角 R と外観目視調査による建物被害との関係は、軽微では $1/23 \sim 1/17\text{rad}$ 、被害小では $1/12\text{rad}$ 、被害中では $1/22 \sim 1/10\text{rad}$ 、被害大では $1/9\text{rad}$ となっており、推定される最大応答変形角 R は建物被害に対応していないように見える(図 5.22(b))。

被災木造建物の建物被害を部位別に示している表 5.2 を見ると、外観目視調査から判定された建物被害が軽微や被害小であっても、構造詳細調査では内壁の剥落、脱落や建具のゆがみが確認される木造建物もある。そして、被災木造建物の多くは基礎部分に被害が発生している。例えば、基礎部分にずれや滑りが発生すると、上部構造に伝えられる地震力が低減され、建物応答も低減される可能性がある。基礎のずれや滑りは耐力が高い木造建物ほど生じやすくなるので、上記の様な不整合を解明する上での重要な項目と考えられよう。

一方、既往の実験結果に基づいて限界耐力計算で設定されている最大応答変形角と建物被害との関係では、各建物被害(小破、中破など)が発生する可能性が示されており、被害中では $1/60\text{rad}$ 、被害大では $1/30\text{rad}$ となっている。それに対して、被災木造建物の推定最大応答変形角は、被害中では $1/22 \sim 1/10\text{rad}$ 、被害大では $1/9\text{rad}$ となっている。限界耐力計算に基づいて被災木造建物の耐震性能を評価した結果では、せん断力係数は概ね $0.2 \sim 0.6$ の範囲にあり、十分な変形性能を有していると考えられる。また、限界耐力計算に示されている最大応答変形角と建物被害との関係は、木造建物を設計することを考慮して設定されており、建物被害に対する最大応答変形角は安全側に設定されている可能性も示唆される。

以上より、限界耐力計算に基づいて木造建物の耐震性能を評価し、その結果を用いて行った TTRH02 の強震記録に対する被災木造建物の応答評価は被災木造建物の建物被害を概ね説明できている。そして、建物被害が被害中の最大応答変形角は $1/25 \sim 1/20\text{rad}$ 程度となっている。

表 5.2 建物全体被害と各部の被害

調査木造建物		S1	S2	K3	S3	S4	S5	K1	Y1	S6	
全体被害		軽微	軽微	軽微	被害小	被害中	被害中	被害中	被害中	被害大	外観目視調査
基礎	ひび割れ	●	●								構造詳細調査
	ひび割れ・ずれ				●	●			●		
内壁	ひび割れ								●	●	
	仕上げ剥落		●		●	●	●	●			
外壁	ひび割れ		●	●	●				●		
	仕上げ剥落						●	●		●	
屋根	ずれ	●	●	●	●	●		●			
	落下						●				
架構	傾斜							小	中	大	

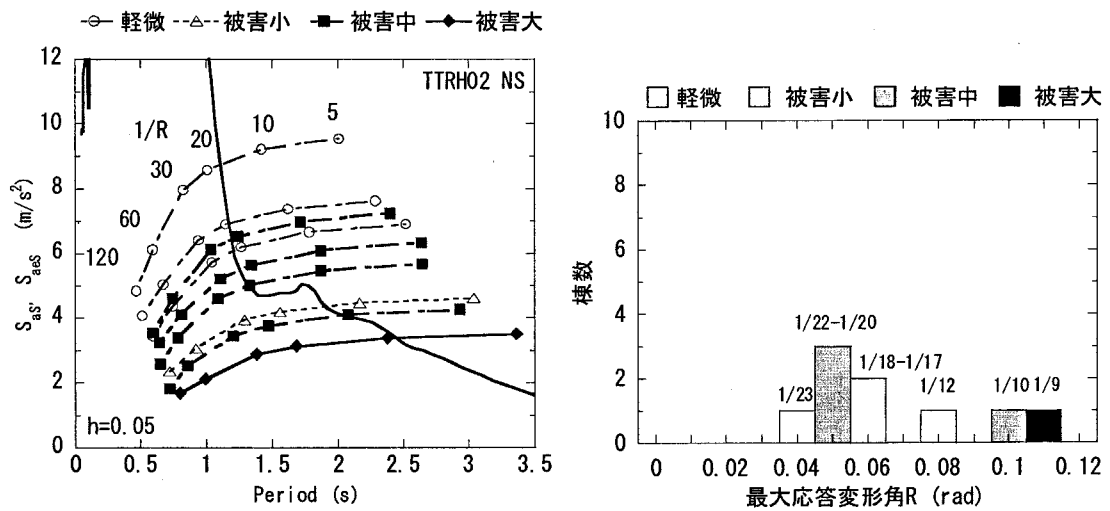


図 5.22 KiK-net 観測点 TTRH02 の強震記録による最大応答変形角 R と建物被害との関係

5.5 第5章のまとめ

地震被害地域における木造建物の建物被害や耐震性能を検証する上では、木造建物に入力した地震動特性の評価が重要となる。2000年鳥取県西部地震では、木造建物被害が大きかった日野町内においても木造建物被害、最大地動速度に顕著な差が見られている。

ここでは、日野町内で木造建物被害が大きかった地区での表層地盤構造を表面波探査、アレイ微動計測より推定し、日野町における木造建物被害を検証する上で適切となる地震動特性について検討を行った。そして、構造詳細調査が行われている被災木造建物を対象として、限界耐力計算に基づいた耐震性能評価を行い、その結果に基づいて被災木造建物の最大応答変形角を推定し、被災木造建物の推定最大応答変形角と建物被害との関係について定量的に分析した。得られた結論を以下に列挙する。

- 1) KiK-net 観測点 TTRH02 と下榎、黒坂地区での表層地盤の地震動増幅特性の差は、木造建物応答・被害と大きく関係する1～2secの周期帯域には、殆ど影響しない。
- 2) 日野町内における最大地動速度(PGV)は安原地区～黒坂地区の約5kmの範囲で急増しており、この範囲に位置するKiK-net観測点TTRH02以外の観測記録で、安原地区～黒坂地区における木造建物被害の検証を行う場合には、木造建物の耐震性能を過小評価することになる。
- 3) 下榎、黒坂地区の木造建物にKiK-net観測点TTRH02と同レベルの地震動が入力していたと考えた場合でも、下榎、黒坂地区の木造建物被害に倒壊がなかった事実と矛盾していない。
- 4) 被災木造建物の推定最大応答変形角と建物被害との関係から考えると、限界耐力計算に示されている最大応答変形角と建物被害との関係では、木造建物を設計することを考慮して設定されており、建物被害に対する最大応答変形角は安全側に設定されている可能性も示唆される。
- 5) 限界耐力計算に基づいた耐震性能評価の結果を用いて求めたKiK-net観測点TTRH02の強震記録に対する木造建物の最大応答変形角は、日野町における被災木造建物の建物被害を概ね説明できており、建物被害が被害中の最大応答変形角は $1/25 \sim 1/20$ rad程度となっている。

第5章の参考文献

- 5.1) 森井雄史, 林康裕: 表層地盤の地震動増幅特性と入射地震動特性が木造建物応答に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, No.568, pp.75-82, 2003.6.
- 5.2) 日野町: 鳥取県西部地震 2000.10.6 日野町の災害・復興への記録, 2001.
- 5.3) 林康裕, 北原昭男, 平山貴之, 鈴木祥之: 2000年鳥取県西部地震の地震動強さの評価, 日本建築学会構造系論文集, No.548, pp.35-41, 2001.10.
- 5.4) 北原昭男, 林康裕, 奥田辰雄, 鈴木祥之, 後藤正美: 2000年鳥取県西部地震における木造建物の構造特性と被害, 日本建築学会構造系論文集, No.561, pp.161-168, 2002.11.
- 5.5) 林宏一, 鈴木晴彦, 斎藤秀樹: 人工振源を用いた表面波探査の開発とその土木地質調査への適用例, 応用地質技術年報, No.21, pp.9-39, 2001.
- 5.6) 林康裕: 性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.651-656, 2002.11.
- 5.7) 鈴木祥之, 斉藤幸雄, 檜原健一, 五十子幸樹, 野島千里: 木造軸組の耐震性能評価法—小変形から大変形・倒壊の領域まで評価する限界耐力計算—, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.1523-1528, 2002.11.
- 5.8) 後藤正美: 構造要素のデータベースの試み, 木構造と木造文化の再構築, 日本建築学会特別研究委員会, 日本建築学会近畿支部, pp.152-157, 2001.
- 5.9) 京都府建築士会他: 木造軸組構法の新しい耐震設計法—京町家の改修促進に向けて—, 2002.7.
- 5.10) 永野正行, 加藤研一, 武村雅之: 2000年鳥取県西部地震時の震源断層近傍における基盤地震動の推定—1995年兵庫県南部地震との比較—, 日本建築学会構造系論文集, No.550, pp.39-46, 2001.12.
- 5.11) 今津雅紀, 福武毅芳: 動的変形特性のデータ処理に関する一考察, 第21回土質工学研究発表会, pp.533-536, 1986.6.
- 5.12) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会: 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 学芸出版社, 2004.3.

第6章 木造建物の耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法の構築

6.1 概要

ここでは、木造建物の耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法(個別木造建物の地震損傷度予測手法と木造建物群の地震被害予測手法)の提案を行う。提案する地震時損傷度予測手法では、その概要を図6.1に示すように、まず、限界耐力計算^{6.1,6.2)}に基づいた耐震診断の方法を用いて対象木造建物の耐震性能を評価し、木造建物をモデル化する。次に、第2章で提案した応答スペクトル法に基づいた簡略的応答評価手法^{6.3)}を用いて、想定地震動に対する木造建物の最大応答変形角の評価を行う。最後に、木造建物の被害経験に基づいて設定した損傷確率曲線を用いて、最大応答変形角から建物被害を予測する。以上のような枠組みの木造建物の地震時損傷度予測手法(個別木造建物の地震損傷度予測手法と木造建物群の地震被害予測手法)を提案する。なお、想定地震動については、専門分野(強震動の分野)で作成されたものを使用するとして、その推定方法については扱わない。

まず、6.2節では個別木造建物の地震損傷度予測手法、6.3節では木造建物群の地震被害予測手法を提案する。次に、6.4節では、木造建物の最大応答変形角と建物被害との関係について、近年の被害地震における木造建物被害の分析結果(2001年芸予地震、2000年鳥取県西部地震)および既往の実験結果^{6.1,6.2)}から分析する。そして、近年の被害地震における木造建物被害を説明できるように、最大応答変形角から建物被害を予測するための損傷確率曲線を設定する。6.5節では、2000年鳥取県西部地震における江府町、日南町の木造建物被害について地震被害予測を行い、設定した損傷確率曲線の検証を行う。最後に、6.6節では、2000年鳥取県西部地震で被災した個別木造建物について、設定した損傷確率曲線を用いた地震損傷度予測を行い、地震損傷度予測結果と実被害との対応関係について分析する。そして、京都市における個別木造建物の地震損傷度予測を行い、木造建物の地震被害低減について考察する。

6.2 個別木造建物の地震損傷度予測手法

6.2.1 個別木造建物の地震損傷度予測手法の概要

ここでは、個別木造建物の地震損傷度予測手法を提案する。

まず、個別木造建物の地震損傷度予測手法では、その概要を図6.2に示すように、対象とする個別木造建物の構造詳細調査を行い、限界耐力計算による耐震診断の方法を用いて耐震性能を評価する。耐震性能評価では、限界耐力計算に基づいて対象木造建物の等価1質点系モデルを作成する。次に、耐震性能評価の結果から第2章で示した簡略的応答評価手法の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} を求める。そして、木造建物の最大応答変形角は、想定地震動の加速度応答スペクトル S_{as} と木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} との交点から評価する。最後に、損傷確率曲線を用いて、最大応答変形角から木造建物の損傷確率を予測する。以下では、個別木造建物の地震損傷度予測手法について詳細に述べる。

6.2.2 限界耐力計算に基づいた耐震性能評価

限界耐力計算に基づいた耐震性能評価^{6.1,6.2)}は5.4.1項に示した方法と同様の方法を用いる。その概要を以下に述べる。

まず、対象とする木造建物の構造詳細調査を行い、限界耐力計算に基づいた耐震性能評価を行う上で必要となる情報(平面形状、建物高さ、耐震要素など)を調査する(図5.16(a))。次に、木造建物の耐震要素(全面土塗壁、土塗小壁など)を抽出する(図5.16(b))。そして、限界耐力計算に基づいて各耐震要素ごとに基準となる復元力特性を掛け、足し合わせることで木造建物全体の復元力特性を求める(図5.16(c))。さらに、構造詳細調査の結果から質点の高さや重量を求めて木造建物の質点系モデルを作成する(図5.16(d,e))。最後に、木造建物の限界耐力計算(変位増分法)^{6.1,6.2)}を用いて、等価1質点系モデルを作成する(図5.16(f))。

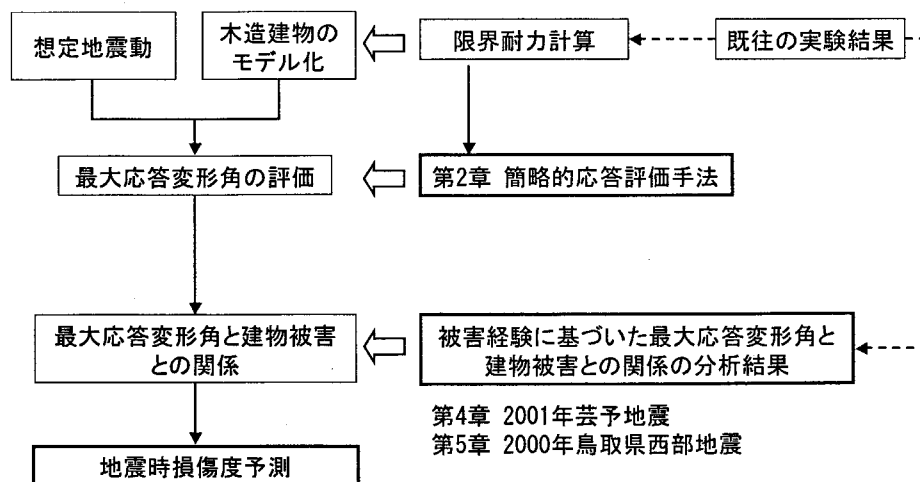


図 6.1 木造建物の耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法の概要

6.2.3 木造建物の最大応答変形角の評価

次に、想定地震動に対する木造建物の最大応答変形角を評価する。ここでは、2.4節で示した簡略的応答評価手法の性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} ^{6.3)}を用いて、想定地震動に対する木造建物の最大応答変形角を求める。なお、木造建物の最大応答変形角は限界耐力計算に従って求めることも可能である。

限界耐力計算に基づいた耐震性能評価の結果から性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} への変換は5.4.1項の(5.1)～(5.5)式に示している。そして、想定地震動に対する木造建物の最大応答変形角 R は、その概要を図6.3(a)に示しているように、木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{aeS} と想定地震動の加速度応答スペクトル S_{aS} との交点から求めることができる。

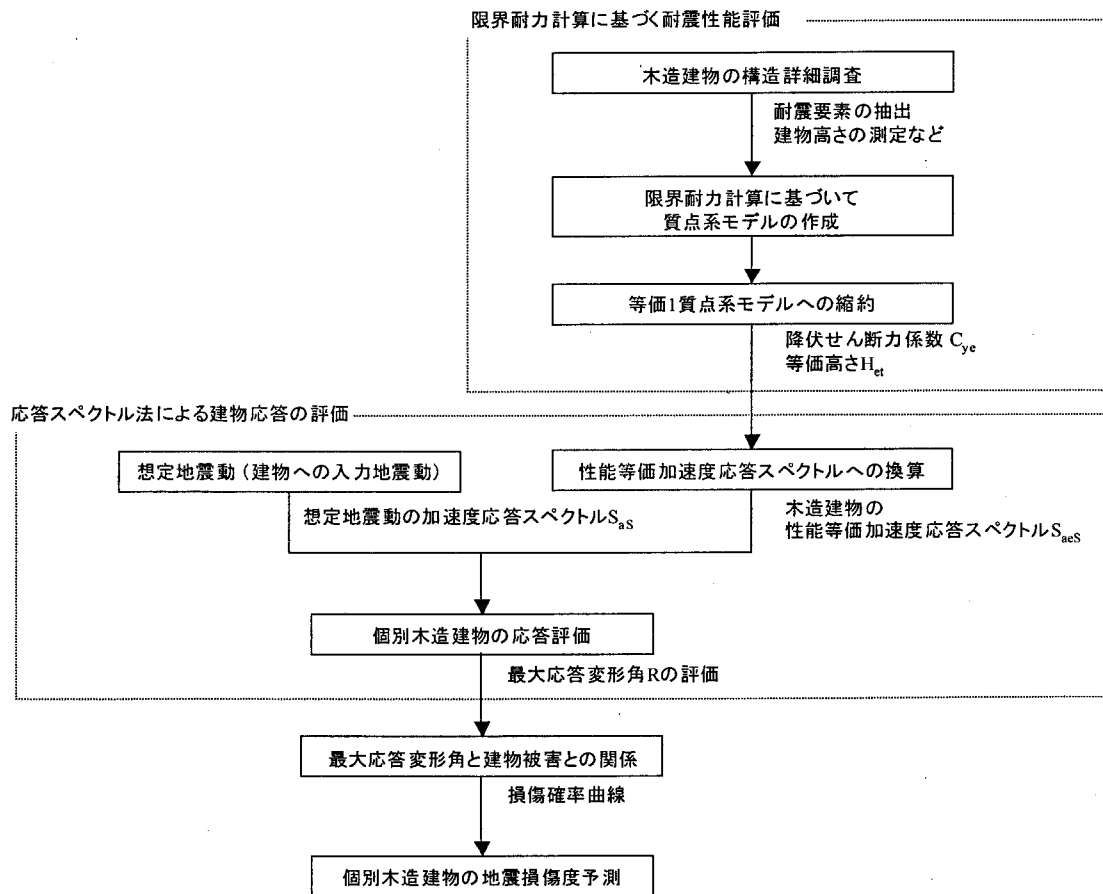


図 6.2 個別木造建物の地震損傷度予測手法の概要

6.2.4 想定地震動に対する期待損傷度の予測

最後に、最大応答変形角 R から建物被害の損傷確率を求め、期待損傷度を予測する。

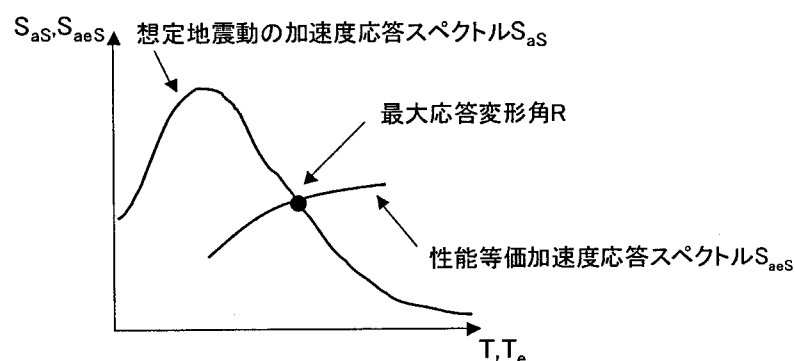
最大応答変形角 R に対する建物被害のばらつきを対数正規分布と仮定すると、最大応答変形角 R に対する建物被害の損傷確率 $P_f(R)$ は次式で表すことができる。

$$P_f(R) = \Phi\left(\frac{\ln(R) - \lambda_R}{\zeta_R}\right) \quad (6.1)$$

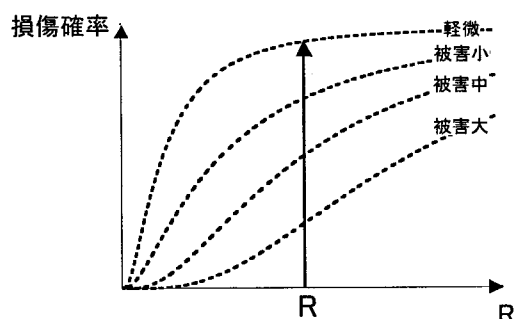
ここで、 Φ は標準正規分布関数、パラメータ λ_R 、 ζ_R は $\ln(R)$ の平均値と標準偏差で表される。以下では、(6.1) 式を損傷確率曲線と呼ぶ。なお、パラメータ λ_R は中央値 R_m を用いると次式のように表される。

$$\lambda_R = \ln(R_m) \quad (6.2)$$

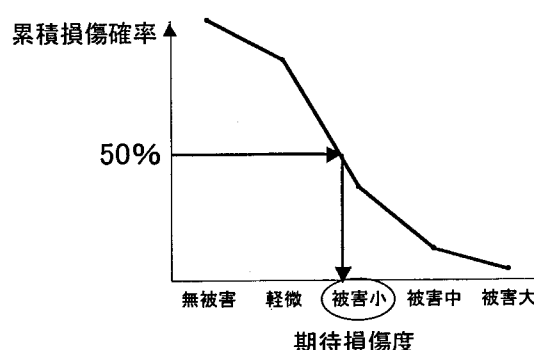
以上のように、最大応答変形角 R と建物被害との関係はパラメータ λ_R 、 ζ_R を用いて、最大応答変形角 R に対する損傷確率曲線で表す事ができる((6.1) 式、図 6.3(b))。建物被害は無被害、軽微、被害小、被害中、被害大の 5 つに分類する。このとき、各建物被害の損傷確率は各建物被害以上の損傷確率を示している。そして、建物被害の累積損傷確率が 50% となる点を想定地震動に対する期待損傷度として評価する(図 6.3(c))。



(a) 最大応答変形角 R の評価



(b) 損傷確率の算定



(c) 期待損傷度の予測

図 6.3 想定地震動に対する個別木造建物の期待損傷度の予測

6.3 木造建物群の地震被害予測手法

6.3.1 木造建物群の地震被害予測手法の概要

ここでは、木造建物群の地震被害予測手法を提案する。

木造建物群の地震被害予測手法については、その概要を図6.4に示すように、耐震性能評価が行われた個別木造建物数棟の結果(等価1質点系モデルの降伏せん断力係数 C_{ye} と等価高さ H_{et} の平均値と標準偏差)に2次元対数正規分布を仮定して木造建物群モデルを作成する。次に、モンテカルロシミュレーション(MCS)を行い、木造建物群モデルの木造建物ごとに想定地震動に対する最大応答変形角を評価する。そして、6.2.4項に示している損傷確率曲線を用いて木造建物ごとに最大応答変形角から建物被害の損傷確率を算定する。最後に、木造建物群モデルにおける損傷確率の平均値を木造建物群の地震被害率として評価する。以下では、木造建物群の地震被害予測手法について詳細に述べる。

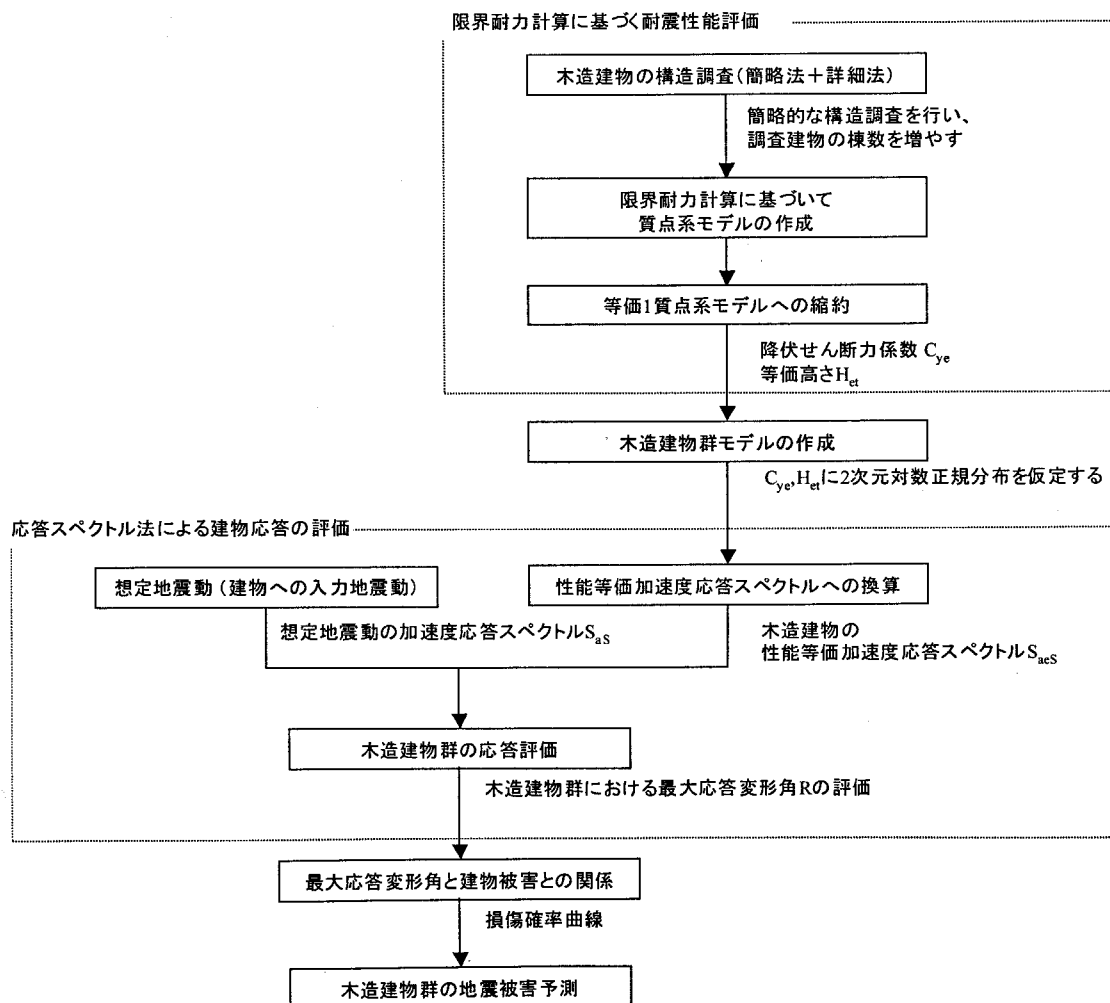


図 6.4 木造建物群の地震被害予測手法の概要

6.3.2 簡略的な限界耐力計算に基づく耐震性能評価

木造建物群の地震被害予測手法では、木造建物のサンプル数が多いほど精度は高くなる。しかし、限界耐力計算に基づいた耐震性能評価では、木造建物1棟に対して多くの時間が費やされる。そこで、十分な時間、人員が確保されている場合には必要ないが、簡略的な限界耐力計算に基づいた耐震性能評価方法を提案する。個別木造建物に対する耐震性能評価の精度は低下するが、サンプル数を増やすことで木造建物群モデルの精度は向上させられると考えている。なお、簡略的な限界耐力計算に基づいた耐震性能評価を行った木造建物のうち数棟については、限界耐力計算に基づいた耐震性能評価をあわせて行い、キャリブレーションを行うことで、簡略的な限界耐力計算に基づく耐震性能評価の結果を補正することを考えている。

(1) 簡略的な構造調査

簡略的な構造調査では、調査する項目を以下の4項目とする。

- 1) 木造建物の平面形状(床面積)
- 2) 断面寸法(建物の高さ)
- 3) 耐震要素(全面土塗壁、土塗小壁、貫、軸組など)の配置および数量(枚数、スパン数)
- 4) 瓦葺きの仕様

なお、平面形状および耐震要素の数量の採取は、その概要を図6.5に示すように、細かな寸法を採取するのではなく、半間を基準としてその枚数で表す。木造建物の場合、畳の大きさを基準として建てられている場合が多く、半間を基準として木造建物の寸法を概ね表すことができると考えている。

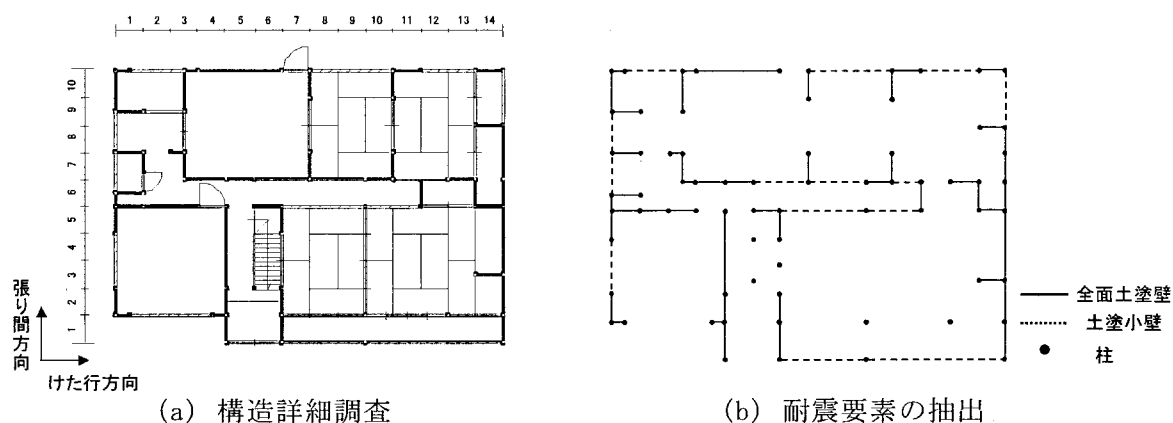
(2) 簡略的な耐震性能評価

木造建物全体の復元力特性は、5.4.1項と同様に、限界耐力計算に基づいて各耐震要素ごとに基準となる復元力特性を係数倍し、足し合わせることで木造建物全体の復元力特性を求める。建物重量については各階の床面積と耐震要素の面積を基準として考えて、建築基準法施行令第84条に基づいて単位重量(固定加重、積載荷重)を乗じて算出する。

木造建物の限界耐力計算に基づいた耐震性能評価結果(詳細法)と簡略的な限界耐力計算に基づいた耐震性能評価の結果(簡略法)とを比較して表6.1に示す。表6.1には、最大応答変形角 R が $1/30\text{rad}$ 時のせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ と等価高さ $H_{et(R30)}$ も併せて示している。木造建物の総重量で、詳細法と簡略法との差が大きくなる傾向が見られ注意する必要があるが、簡略法の結果は詳細法の結果に概ね対応することができている。

表 6.1 木造建物の限界耐力計算に基づいた耐震性能評価(詳細法)の結果と簡略的な限界耐力計算に基づく耐震性能評価(簡略法)の結果との比較

	建物の総重量M [kN]		最大せん断力Q [kN]		せん断力係数 $C_{Be(R30)}$		等価高さ $H_{et(R30)}$ [m]	
	詳細法	簡略法	詳細法	簡略法	詳細法	簡略法	詳細法	簡略法
S1	342.7	345.8	144.8	144.2	0.42	0.42	4.13	4.32
S2	337.3	354.1	156.7	159.3	0.46	0.45	3.73	3.86
S3	481.0	405.5	136.2	139.7	0.28	0.34	4.09	4.51
S4	449.7	457.1	156.7	159.1	0.35	0.35	3.85	4.01
S5	449.5	466.0	199.9	192.4	0.44	0.41	4.20	4.36
S6	625.0	568.2	134.2	125.2	0.21	0.22	3.70	3.83
Y1	429.2	467.0	166.8	172.9	0.39	0.37	4.32	4.43
K1	206.6	189.2	54.3	56.0	0.26	0.30	3.27	3.37
K3	323.6	323.8	188.4	189.5	0.58	0.59	3.36	3.42



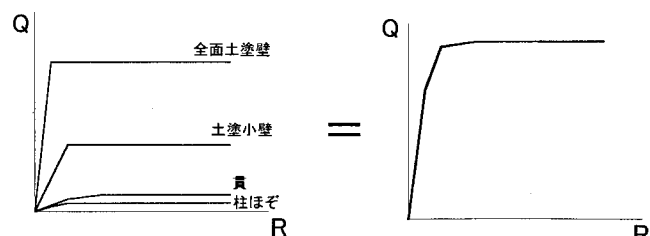
けた行方向の耐震要素

全面土塗壁：19枚

土塗小壁：25枚、11スパン

貫：13本

(1枚=半間(0.91m))



(c) 復元力特性(各層ごとに)の算定

図 6.5 簡略的な限界耐力計算に基づく耐震性能評価

6.3.3 木造建物群の地震被害率の予測

ここでは、木造建物群の地震被害率の予測について示す。概要を図6.6に示すように、まず、耐震性能評価を行った個別木造建物数棟の結果(等価1質点系モデルの降伏せん断力係数 C_{ye} と等価高さ H_{et} の平均値と標準偏差)に、2次元対数正規分布を仮定して木造建物群モデル作成する(図6.6(a,b))。次に、モンテカルロシミュレーションを行い、木造建物ごとに最大応答変形角を求め(図6.6(c))、損傷確率曲線を用いて木造建物ごとに建物被害の損傷確率を求める(図6.6(d))。最後に、木造建物群における損傷確率の平均値を地震被害率として評価する(図6.6(e))。

(1) 木造建物の復元力特性

木造建物群における地震被害予測を行う際には、限界耐力計算に基づいた耐震性能評価から求めた建物全体の復元力特性を、最大応答変形角 $1/30\text{rad}$ の時を最大せん断力とした降伏変形角 $R_y=1/100$ の完全弾塑性型に近似して評価する。木造建物のモード形 u_2/u_1 および等価1質点系モデルの降伏せん断力係数 C_{ye} (有効質量 M_e)と等価高さ H_{et} は、限界変形角 R によって若干変化するが、最大応答変形角 $1/30\text{rad}$ 時のモード形 $u_2/u_{1(R30)}$ および等価1質点系モデルのせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ と等価高さ $H_{et(R30)}$ で対象木造建物を評価し、木造建物の性能等価加速度応答スペクトルへの換算を行う((5.1)、(5.2)式)。

限界変形角 R に応じた木造建物の $u_2/u_{1(R)}$ 、 $C_{Be(R)}$ 、 $H_{et(R)}$ から求めた性能等価加速度応答スペクトル(個別木造建物用)と最大応答変形角 $1/30\text{rad}$ 時の木造建物の $u_2/u_{1(R30)}$ 、 $C_{Be(R30)}$ 、 $H_{et(R30)}$ から求めた性能等価加速度応答スペクトル(木造建物群用)を比較して図6.7(a)に示す。個別木造建物用の性能等価加速度応答スペクトルと木造建物群用の性能等価加速度応答スペクトルには大きな差は見られていない。さらに、等価粘性減衰定数の評価方法を(5.4)～(5.5)式から(2.13)～(2.16)式に示す限界変形角に応じた塑性の程度から求める方法に変更した場合でも、木造建物群用の性能等価加速度応答スペクトルは個別木造建物用の性能等価加速度応答スペクトルを概ね説明できている(図6.7(b))。

以上より、木造建物群の地震被害予測手法の場合には、最大応答変形角 $1/30\text{rad}$ 時の変形モード $u_2/u_{1(R30)}$ および等価1質点系モデルのせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ 、等価高さ $H_{et(R30)}$ を、木造建物のモード形 u_2/u_1 および等価1質点系モデルの降伏せん断力係数 C_{ye} (有効質量 M_e)と等価高さ H_{et} として評価する。そして、等価粘性減衰定数は(2.13)～(2.16)式に示す限界変形角に応じた塑性の程度から求める。

(2) 木造建物群モデルの確率変数の設定

次に、木造建物群モデルを作成する上での確率変数を設定する。耐震性能評価の結果から木造建物の変形モード u_2/u_1 および等価1質点系モデルの降伏せん断力係数 C_{ye} 、等価高さ H_{et} の3つの変数が得られる。しかし、変形モード u_2/u_1 のばらつきによる C_{ye} 、 H_{et} の変化は、

木造建物群としての C_{ye} 、 H_{et} のばらつきに比べると小さい。そのため、木造建物群の地震被害予測手法では、等価1質点系モデルの降伏せん断力係数 C_{ye} と等価高さ H_{et} を確率変数として扱う。なお、木造建物群モデルの変形モード u_2/u_1 は耐震性能評価を行った個別木造建物数棟の平均値で評価する。

(3) 木造建物群モデルの作成

耐震性能評価を行った個別木造建物数棟をランダムサンプルとして扱い、その結果(等価1質点系モデルの降伏せん断力係数 C_{ye} と等価高さ H_{et} の平均値と標準偏差)に2次元対数正規分布を仮定して木造建物群モデルを作成する。 $\ln(H_{et})$ と $\ln(C_{ye})$ の平均値を $\lambda_{H_{et}}$ 、 $\lambda_{C_{ye}}$ 、標準偏差を $\zeta_{H_{et}}$ 、 $\zeta_{C_{ye}}$ 、2変数の相関係数を ρ とすると、2次元対数正規確率密度関数 $P(\ln H_{et}, \ln C_{ye})$ ^{6.4,6.5)}は

$$P(\ln H_{et}, \ln C_{ye}) = \frac{1}{2\pi \cdot H_{et} \cdot C_{ye} \cdot \zeta_{H_{et}} \cdot \zeta_{C_{ye}} \sqrt{1-\rho^2}} e^{-\frac{1}{2}Q(\ln H_{et}, \ln C_{ye})} \quad (6.3)$$

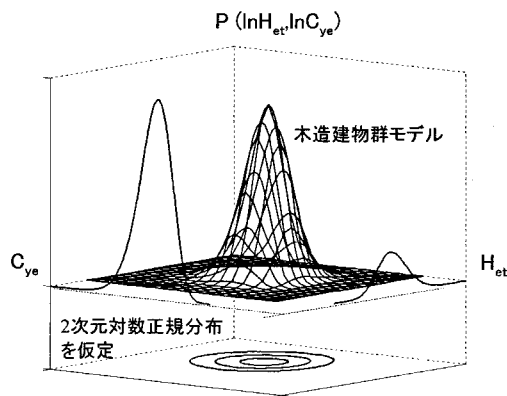
$$Q(\ln H_{et}, \ln C_{ye}) = \frac{1}{1-\rho^2} \left(\frac{(\ln H_{et} - \lambda_{H_{et}})^2}{\zeta_{H_{et}}^2} - \frac{2\rho \cdot (\ln H_{et} - \lambda_{H_{et}}) \cdot (\ln C_{ye} - \lambda_{C_{ye}})}{\zeta_{H_{et}} \cdot \zeta_{C_{ye}}} + \frac{(\ln C_{ye} - \lambda_{C_{ye}})^2}{\zeta_{C_{ye}}^2} \right) \quad (6.4)$$

と表される(図 6.6(a,b))。

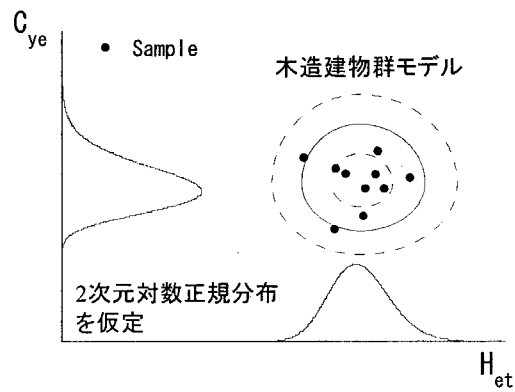
(4) モンテカルロシミュレーション

最後に、モンテカルロシミュレーション(MCS)を行い、木造建物群モデルの個別木造建物ごとに想定地震動に対する最大応答変形角 R を求め、損傷確率を算定する。そして、木造建物群における損傷確率の平均値を地震被害率として評価する。

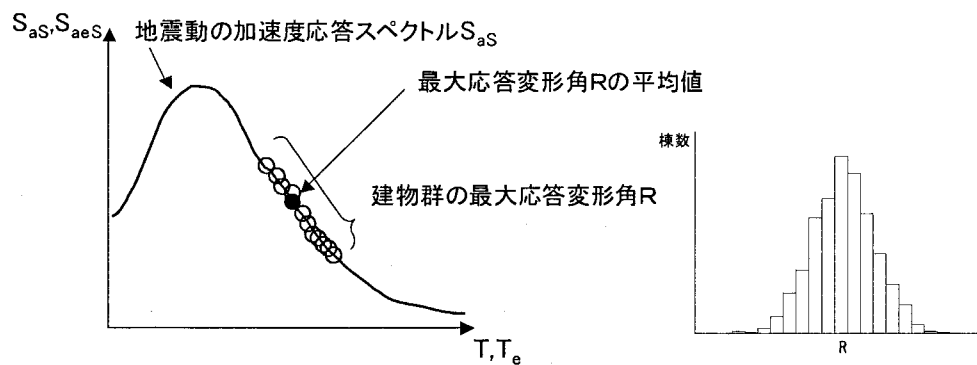
まず、2次元の対数正規確率密度関数 $P(\ln H_{et}, \ln C_{ye})$ ((6.3)式)に基づいたモンテカルロシミュレーションを行い乱数を発生させる。次に、発生させた2次元対数正規乱数を木造建物群における木造建物とみなして、性能等価加速度応答スペクトル S_{aes} を求める。次に、各木造建物ごとに想定地震動に対する最大応答変形角 R を性能等価加速度応答スペクトルを用いて求める(図 6.6(c))。最後に、各木造建物の最大応答変形角 R から想定地震動に対する損傷確率を求め、その平均値を想定地震動に対する木造建物群の被害率として評価する(図 6.6(d,e))。



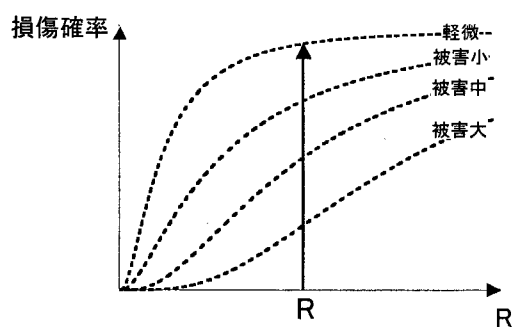
(a) 木造建物群モデル



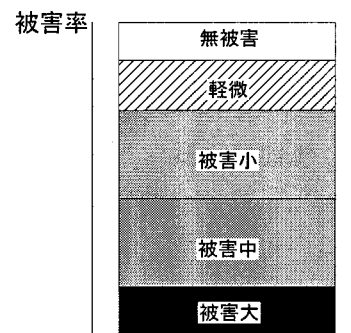
(b) 木造建物群モデル(2次元表示)



(c) 最大応答変形角 R の評価



(d) 損傷確率の算定



(e) 木造建物群の被害率

図 6.6 木造建物群モデルの作成と被害率の予測

なお、2次元の対数正規乱数は以下の方法^{6.4,6.5,6.6})を用いて求めている。確率変数 X, Y の2次元正規分布の同時確率密度関数は次式で表される。

$$f_{X,Y}(x,y) = f_{Y|X}(y|x)f_X(x) \quad (6.5)$$

$f_{Y|X}(y|x)$ は条件付確率密度関数、 $f_X(x)$ は確率密度関数で2つの確率分布はいずれも正規分布である。確率変数 X, Y の平均値、標準偏差をそれぞれ $\mu_X, \sigma_X, \mu_Y, \sigma_Y$ 、相関係数を ρ とする。まず、平均値 μ_X 、標準偏差 σ_X の正規確率変数 X より正規乱数 x を発生させる。次に、求めた正規乱数 x を用いると、正規確率変数 Y の条件付平均値 $E(Y|x)$ と条件付標準偏差 $\sigma_{Y|x}$ は次式で表される。

$$E(Y|x) = \mu_Y + \rho \frac{\sigma_Y}{\sigma_X}(x - \mu_X) \quad (6.6)$$

$$\sigma_{Y|x} = \sigma_Y \sqrt{1 - \rho^2} \quad (6.7)$$

最後に、条件付平均値 $E(Y|x)$ と条件付標準偏差 $\sigma_{Y|x}$ をもつ正規分布より y の乱数を発生させる。以上のようにして求めた1組の (x, y) が2次元確率分布より求められた2次元正規乱数となる。

そして、対数正規乱数は対数正規変量 X が $\ln(X)$ の平均値 λ_x 、標準偏差 ζ_x となる正規変量となることが示されている。従って、正規分布 $N(\lambda_x, \zeta_x)$ から得られた乱数を x' とすると、パラメータ λ_x, ζ_x からなる対数正規分布の乱数は次式から求められる。

$$x = e^{x'} \quad (6.8)$$

この対数正規乱数 x に対して y の乱数を発生させることで、2次元対数正規乱数を発生させることができる。

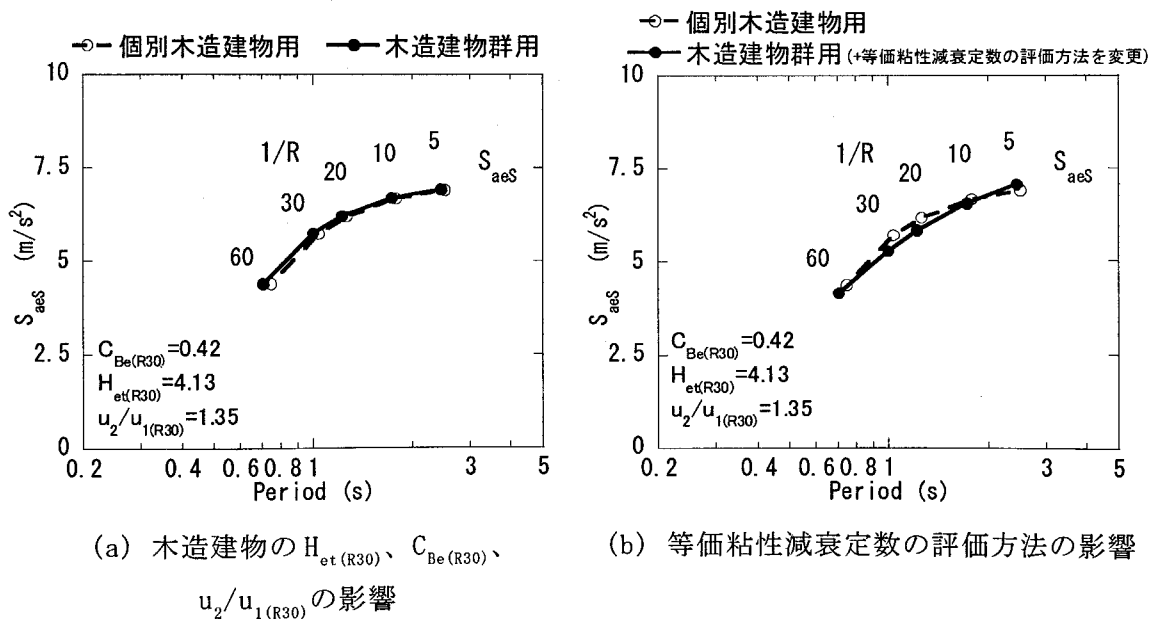


図 6.7 木造建物のモデル化の違いによる性能等価加速度応答スペクトルの比較

6.4 最大応答変形角と建物被害との関係

最大応答変形角から建物被害を予測するための損傷確率曲線(6.2.4項を参照)を木造建物の被害経験に基づいて設定する。

6.4.1 建物被害の分類

木造建物の建物被害の分類については、1.2.1項に示したように数多くあり、建物の安全性の観点から判断される応急危険度判定(安全、要注意、危険)や公的復興・復旧支援のための被害状況把握を目的とした自治体によって判定される罹災証明(無被害、一部損壊、半壊、全壊)などがある。また、最近では、過去の被害地震における木造建物被害を外観目視から整理し、パターン化した建物破壊パターン(D1～D5)^{6.7)}なども提案され、地震被害調査^{6.8)}に用いられている。

ここでは、木造建物の構造的被害の観点から無被害、軽微、被害小、被害中、被害大、倒壊で表される建物被害^{6.9,6.10)}の区分を用いる。木造建物の各部位ごとの被害と建物全体被害との関係は、表 6.2 に示すような対応になっている。

6.4.2 既往の実験結果に基づく最大応答変形角と建物被害との関係

既往の実験結果に基づいて設定されている最大応答変形角と建物被害との関係^{6.1,6.2)}について示す。既往の実験結果に基づく最大応答変形角と建物被害との関係では、各建物被害が発生する可能性のある最大応答変形角が図6.8のように示されている。最大応答変形角1/120radでは被害小、1/60radでは被害中、1/30radでは被害大、1/15radでは倒壊の建物被害が発生する可能性があることが示されている。なお、限界耐力計算では、小破、中破、大破と表されているが、それぞれ被害小、被害中、被害大と読み替えている。

表 6.2 木造建物の建物全体被害と各部の被害との対応^{6.9)}

	架構	屋根	外壁	基礎
倒壊	層崩壊	—	—	—
被害大	一部崩壊 傾斜大	小屋組 破損大	下地 剥落	基礎 崩壊
被害中	傾斜小 ～中	屋根材 ずれ・ 落下	仕上げ脱落	ひび割れ ・ずれ
被害小	傾斜小		ひび割れ 仕上げ剥落	ひび割れ
軽微	傾斜なし	屋根材 ずれ	軽微なひび割れ	
無被害	外観上被害なし			

6.4.3 被害経験に基づく最大応答変形角と建物被害との関係

ここでは、近年の被害地震である2001年芸予地震(第4章)と2000年鳥取県西部地震(第5章)における木造建物被害(被害経験)に基づいて、木造建物の最大応答変形角と建物被害との関係を分析する。

(1) 2001年芸予地震の木造建物被害と最大応答変形角

まず、第4章に示した2001年芸予地震における三原市の木造建物被害の分析結果に基づいて、木造建物の最大応答変形角と軽微な建物被害との関係を分析する。

2001年芸予地震における三原市の木造建物被害の分析では、木造建物に外壁のひび割れのような比較的小さな構造被害が発生する条件について分析している。図4.16に示すように、比較的小さな構造被害が多数の木造建物に見られた地域では、木造建物の最大応答変形角 R は概ね $1/60 \sim 1/50\text{rad}$ と推定されている。これに対して、構造被害が殆ど見られていない地域では、最大応答変形角 R は $1/60\text{rad}$ 以下と推定されている。

以上より、表6.2から外壁のひび割れのような比較的小さな構造被害を軽微な建物被害として扱い、軽微な建物被害が発生し始める最大応答変形角 R を $1/60\text{rad}$ 程度と推定する。

(2) 2000年鳥取県西部地震の木造建物被害と最大応答変形角

次に、第5章に示した2000年鳥取県西部地震における木造建物被害の分析結果に基づいて、木造建物の最大応答変形角と建物被害との関係を分析する。

2000年鳥取県西部地震における木造建物被害の分析では、被災木造建物数棟に対して限界耐力計算に基づいた耐震性能評価を行っている。そして、その結果を用いてKiK-net観測点TTRH02の強震記録に対する最大応答変形角を評価し、最大応答変形角と建物被害との関係について分析している。図5.22に示したように、木造建物の建物被害は軽微～被害大が混在しているが、すべての被災木造建物で最大応答変形角 R は概ね $1/25\text{rad}$ 以上となって

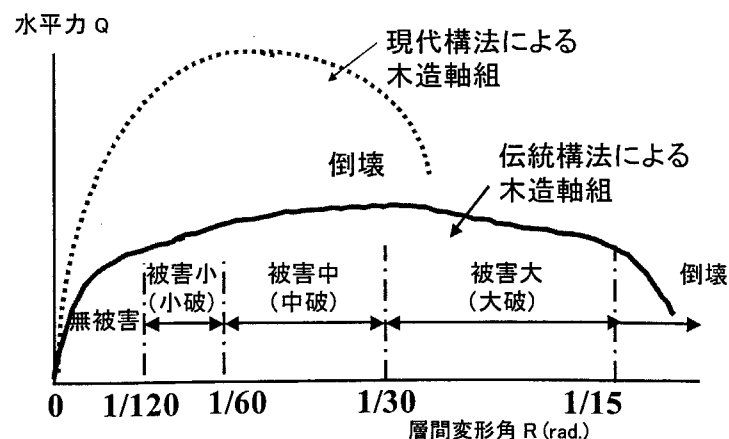


図 6.8 既往の実験結果に基づいた最大応答変形角と建物被害との関係 ^{6.1.6.2)}

いる。しかし、軽微、被害小の木造建物については、基礎部分の被害が確認されており、木造建物への入力地震動が低減され、建物応答も低減された可能性も示唆される。そして、被害中の建物被害では、木造建物の最大応答変形角 R は $1/25 \sim 1/20\text{rad}$ 程度となっている(図 5.22)。以上より、木造建物に被害中の建物被害が発生し始める最大応答変形角 R を $1/25\text{rad}$ 程度と考える。

6.4.4 損傷確率曲線の設定

既往の実験結果に基づいた最大応答変形角と建物被害との関係および木造建物の被害経験(2001年芸予地震と2000年鳥取県西部地震)に基づいた最大応答変形角と建物被害との関係について分析を行った。しかし、以上のような最大応答変形角と建物被害との関係だけでは損傷確率曲線を設定することはできず、さらに、最大応答変形角に対する建物被害のばらつきを評価するための統計資料は存在しない。本論文では、2000年鳥取県西部地震における日野町4地区(安原、下榎、下黒坂、黒坂地区)の木造建物被害率^{6.10)}に対応するように、パラメータ λ_R 、 ζ_R を求め、損傷確率曲線を設定する。なお、建物被害の損傷確率曲線は倒壊については扱わず、軽微、被害小、被害中、被害大について設定する。

(1) 木造建物群における最大応答変形角の算定

まず、日野町4地区における木造建物群の最大応答変形角を評価する。木造建物群の最大応答変形角の算定は、6.3節に示した木造建物群の地震被害予測手法を用いて求める。

限界耐力計算に基づく耐震性能評価を行った日野町4地区における被災木造建物11棟の結果から、同町の木造建物群をモデル化している(図 6.9(a))。そして、第5章の結果から KiK-net 観測点 TTRH02 の強震記録 NS 成分(図 5.14)を日野町4地区の木造建物への入力地震動としてモンテカルロシミュレーション(MCS)を行い、最大応答変形角の分布を求めている(図 6.9(b))。以下では、図 6.9(b)の最大応答変形角の分布に対する木造建物群の被害率が日野町4地区における木造建物被害率(図 6.10)に対応するようにパラメータ分析を行い、損傷確率曲線を設定する。

(2) パラメータ分析

図 6.9(b)に示した木造建物の最大応答変形角 R の分布から予測される木造建物被害率が日野町4地区における木造建物被害率に対応するように、 $\ln(R)$ の平均値 λ_R と標準偏差 ζ_R のパラメータ分析を行い、損傷確率曲線を設定する。最大応答変形角に対する建物被害のばらつき($\ln(R)$ の平均値 λ_R と標準偏差 ζ_R)に関する統計資料は存在しないため、兵庫県南部地震時に作成された被害率曲線のデータ^{6.11,6.12)}を参考に用いる。なお、以下では、平均値 λ_R の代りに中央値 R_m を用いて説明する。平均値 λ_R と中央値 R_m との関係は(6.2)式に示している。

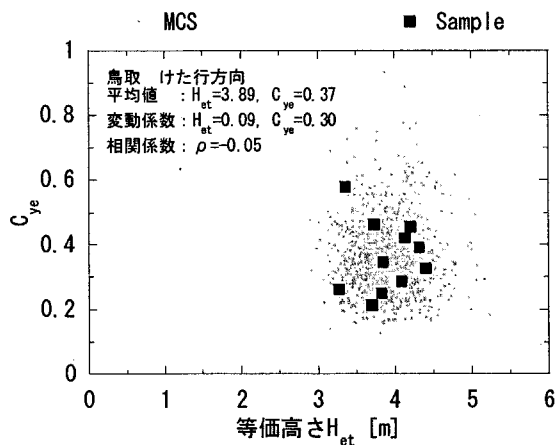
兵庫県南部地震時に作成された被害率曲線の多くは、最大地動速度 V に対する建物被害のばらつきを考慮して(1.5)式のように表されている。そして、最大地動速度に対する建物被害のばらつきを表す $\ln(V)$ の標準偏差 ζ_v は、概ね $\zeta_v=0.3 \sim 0.8$ の範囲にある^{6.11,6.12})。そこで、 $\ln(R)$ の標準偏差 ζ_R の値を $0.3 \sim 0.8$ の範囲で変化させ、日野町4地区の木造建物被害率を説明できるように、中央値 R_m ($\lambda_R = \ln(R_m)$) を変化させる。その時の標準偏差 ζ_R に対する中央値 R_m の変化を図6.11に示している。被害中の建物被害の場合には、標準偏差 ζ_R に関わらず中央値 R_m は0.06で一定となっているが、それ以外の建物被害でも、標準偏差 ζ_R に応じて中央値 R_m を変化させることで、日野町4地区の木造建物被害率を説明することができている。軽微の建物被害の場合には、標準偏差 ζ_R が大きくなるに従い中央値 R_m は小さくなり、被害中および被害大の建物被害の場合には、標準偏差 ζ_R が大きくなるに従い中央値 R_m も大きくなる傾向が見られている。

次に、図6.11に示した標準偏差 ζ_R と中央値 R_m で表される損傷確率曲線の場合に、建物被害が発生する可能性のある最大応答変形角(既往の実験結果)と建物被害が発生し始める最大応答変形角(被害経験)での損傷確率を図6.12に示す。既往の実験結果に基づいた建物被害が発生する可能性のある最大応答変形角(被害小:1/120rad、被害中:1/60rad、被害大:1/30rad)では、標準偏差 ζ_R に関わらず、各建物被害の損傷確率は1%程度となっている。それに対して、被害経験に基づいた建物被害が発生し始める最大応答変形角(軽微:1/60rad、被害中:1/25rad)では、標準偏差 ζ_R が大きくなるに従い各建物被害の損傷確率も大きくなっている。特に、軽微の建物被害では、標準偏差 $\zeta_R=0.3$ の場合には損傷確率は1%程度なのに対し、標準偏差 $\zeta_R=0.8$ の場合には損傷確率は40%以上となっている。しかし、建物被害が発生し始める最大応答変形角での損傷確率が1%程度と小さい場合、もしくは40%程度と大きい場合には、建物被害が発生する可能性のある最大応答変形角での損傷確率1%程度と整合しないと考えられる。

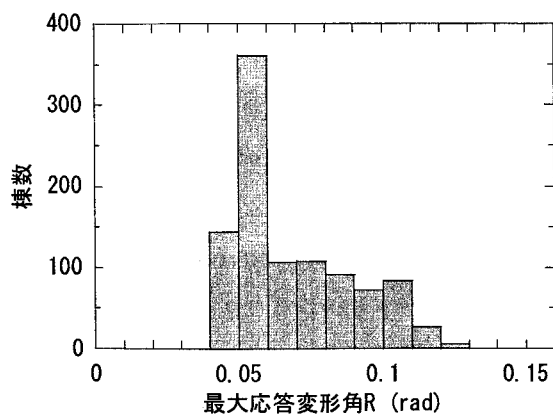
以上より、建物被害が発生し始める最大応答変形角での損傷確率を10%程度と考え、標準偏差 $\zeta_R=0.5$ と仮定する。

(3) 設定した損傷確率曲線

パラメータ分析の結果を参考に、予測される被害率が実被害よりも若干大きくなるように、中央値 R_m は0.03radずつ変化させて表6.3のように設定した。設定した損傷確率曲線を確率密度関数と併せて図6.13に示す。このときの日野町4地区(安原、下榎、下黒坂、黒坂地区)における木造建物被害率を実被害と地震被害予測結果とを比較して図6.14に示す。なお、既往の実験結果に基づいた建物被害が発生する可能性のある最大応答変形角での損傷確率と被害経験に基づいた建物被害が発生し始める最大応答変形角での損傷確率も図6.14に併せて示している。



(a) 木造建物群モデル



(b) 最大応答変形角の分布

図 6.9 鳥取県西部地震における日野町4地区(安原、下榎、下黒坂、黒坂地区)の木造建物群モデルと最大応答変形角の分布

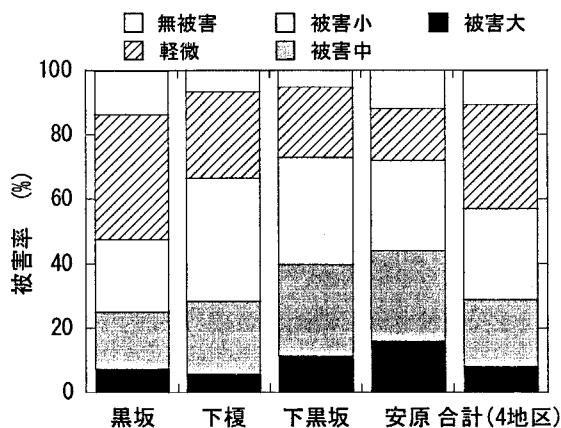


図 6.10 日野町4地区の木造建物被害率^{6, 10)}

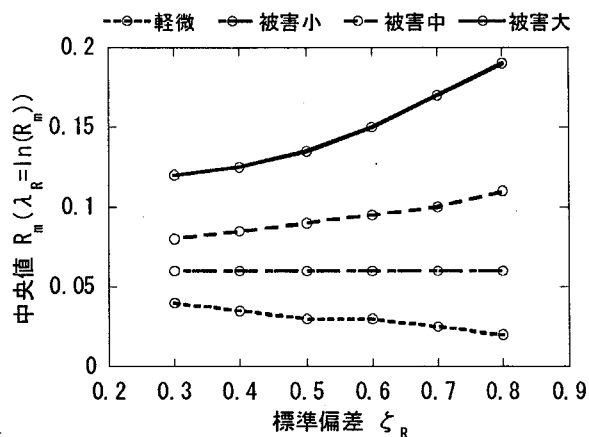
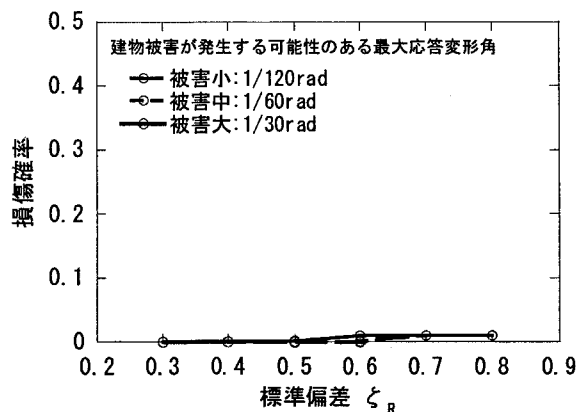
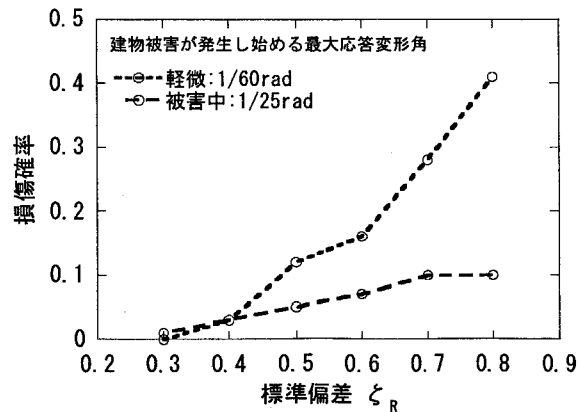


図 6.11 パラメータ ζ_R に対する $R_m(\lambda_R = \ln(R_m))$ の変化



(a) 既往の実験結果



(b) 被害経験

図 6.12 建物被害が発生する可能性のある最大応答変形角(既往の実験結果)と建物被害が発生し始める最大応答変形角(被害経験)での損傷確率

表 6.3 設定したパラメータ R_m ($\lambda_R = \ln(R_m)$) と ζ_R

	軽微	被害小	被害中	被害大
R_m	0.03	0.06	0.09	0.12
ζ_R	0.5	0.5	0.5	0.5

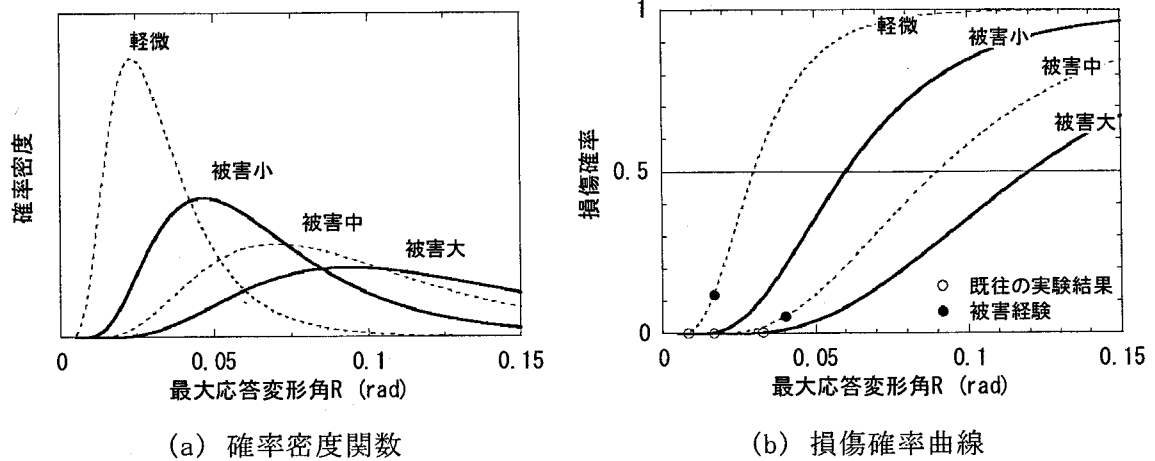


図 6.13 設定した損傷確率曲線

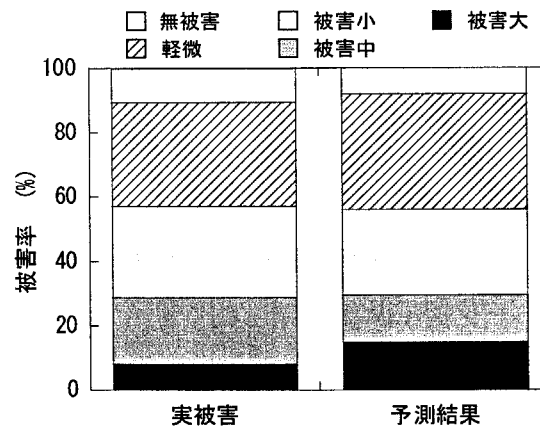


図 6.14 鳥取県西部地震における日野町 4 地区 (安原、下榎、下黒坂、黒坂地区) の木造建物被害率 (実被害) と地震被害予測結果との比較

6.5 木造建物群の地震被害予測

ここでは、2000年鳥取県西部地震における江府町および日南町の木造建物被害を対象として(位置関係は図5.1を参照)地震被害予測を行い、設定した損傷確率曲線の妥当性について検討する。

6.5.1 鳥取県西部地震における江府町の地震被害予測

まず、2000年鳥取県西部地震における江府町の木造建物被害に適用する。木造建物群モデルは日野町と同様とし、入力地震動にはK-NET観測点TTR007の強震記録NS成分(図5.14)を用いる。TTR007の強震記録に対する木造建物の最大応答変形角 R は、図6.15(a)に示すように $1/40 \sim 1/50\text{rad}$ を中心に分布している。木造建物被害率について実被害と地震被害予測結果とを比較して図6.15(b)に示す。江府町では、構造的被害の被害調査は行われていないため、実被害の木造建物被害率は罹災証明から得られた全壊、半壊、一部損壊の割合で示している。

江府町での建物被害は一部損壊が殆どであり、一部損壊率は78%程度となっている。一方、地震被害予測結果では軽微率は28%程度となっており、実被害と対応していないように見える。しかし、罹災証明における一部損壊の建物被害は構造的な建物被害の無被害と軽微との中間程度であることが指摘されている^{6.13)}。そのため、一部損壊率の半分の軽微率と考えると39%程度となる。さらに、江府町における地震動強さはK-NET観測点TTR007地点のみで評価しており、地震動強さのばらつきを考慮すると地震被害予測結果と実被害の木造建物被害率は概ね対応していると考えられる。

6.5.2 鳥取県西部地震における日南町の地震被害予測

次に、2000年鳥取県西部地震における日南町の木造建物被害に適用する。木造建物群モデルは日野町と同様とし、入力地震動にはK-NET観測点TTR009の強震記録NS成分(図5.14)を用いる。TTR009の強震記録に対する木造建物の最大応答変形角 R は図6.16(a)に示すように $1/60\text{rad}$ を中心に分布し、地震被害予測結果では、建物被害の軽微率が8%程度となっている(図6.16(b))。日南町における実被害の木造建物被害率は江府町と同様に、罹災証明から得られた全壊、半壊、一部損壊の割合で示している。日南町での建物被害は半壊も若干見られているが一部損壊が殆どであり、一部損壊率は17%程度となっている。一方、地震被害予測結果では軽微率は9%程度となっており、一部損壊率の半分の軽微率と考えると8%程度となることから、日南町においても地震被害予測結果は実被害の木造建物被害率を概ね説明できている。

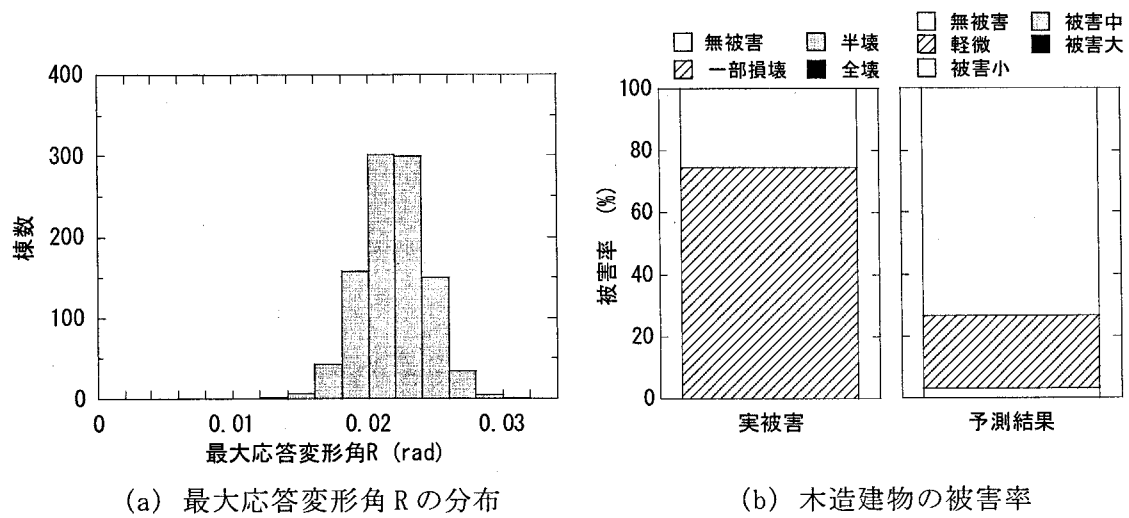


図 6.15 鳥取県西部地震における江府町の地震被害予測結果

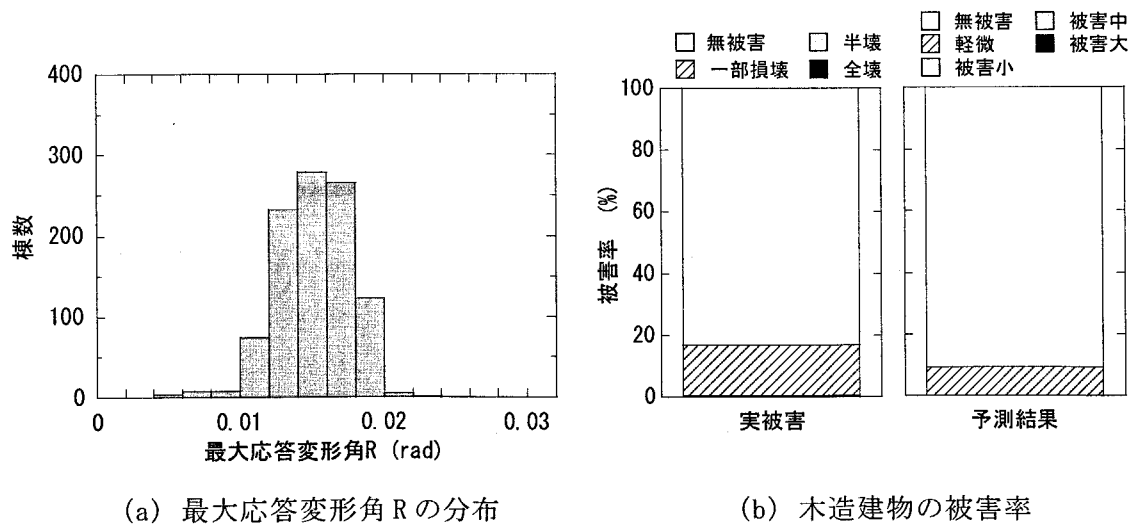


図 6.16 鳥取県西部地震における日南町の地震被害予測結果

6.6 個別木造建物の地震損傷度予測

最後に、2000年鳥取県西部地震における被災木造建物と京都市の木造建物を対象として、個別木造建物の地震損傷度予測を行い、設定した損傷確率曲線の適用性を確認するとともに、木造建物被害の低減について考察する。

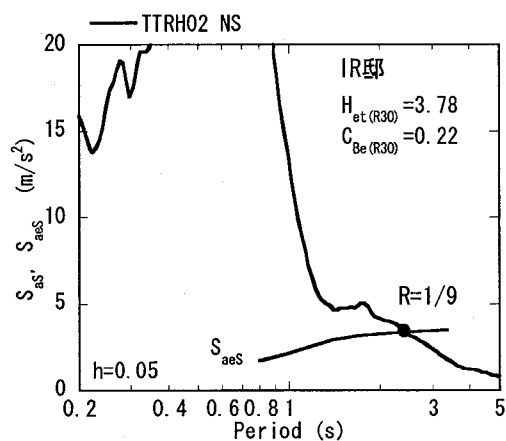
6.6.1 鳥取県西部地震における被災木造建物の地震損傷度予測

鳥取県西部地震における日野町の被災木造建物(個別木造建物)を対象として地震損傷度予測を行い、実被害と地震損傷度予測結果との対応関係について分析する。

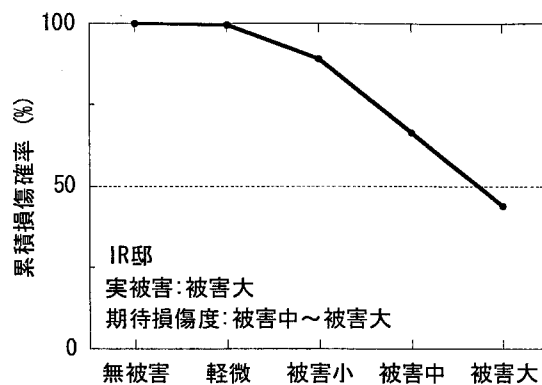
建物被害が被害大、被害中、軽微と判定されている木造建物IR邸(図6.17)、NY邸(図6.18)、MY邸(図6.19)を対象として地震損傷度予測を行った。なお、図6.17～6.19には、個別木造建物の地震損傷度予測を行った各木造建物の耐震性能として、最大応答変形角 $1/30\text{rad}$ 時の等価1質点系モデルのせん断力係数 $C_{\text{Be}(R30)}$ 、等価高さ $H_{\text{ei}(R30)}$ を併せて示している。木造建物への入力地震動は第5章の結果から、KiK-net観測点TTRH02の強震記録(NS成分)を用いる。

実被害で被害大と判定されているIR邸では、TTRH02の強震記録に対する最大応答変形角 R は $1/9\text{rad}$ となっている。そして、損傷確率曲線を用いて建物被害の損傷確率を求めると、被害大以上の損傷確率は45%程度、被害中以上の損傷確率は65%程度となっている。累積損傷確率が50%となる点を読みとると、期待損傷度は被害中～被害大となる。そして、軽微と判定されているMY邸では、最大応答変形角 R は $1/23\text{rad}$ と推定され、期待損傷度は軽微～被害小となっており、実被害を概ね説明できている。一方、被害中と判定されているNY邸では、最大応答変形角 R は $1/20\text{rad}$ と推定され、被害中以上の損傷確率は10%程度、被害小以上の損傷確率は35%程度となっている。そして、期待損傷度は軽微～被害小と予測され、期待損傷度は実被害より小さくなっている。

以上より、鳥取県西部地震における被災木造建物の地震損傷度予測の結果は、被害中と判定されているNY邸では、期待損傷度は実被害よりやや低くなっているが、設定した損傷確率曲線で被災木造建物の実被害を概ね説明できている。

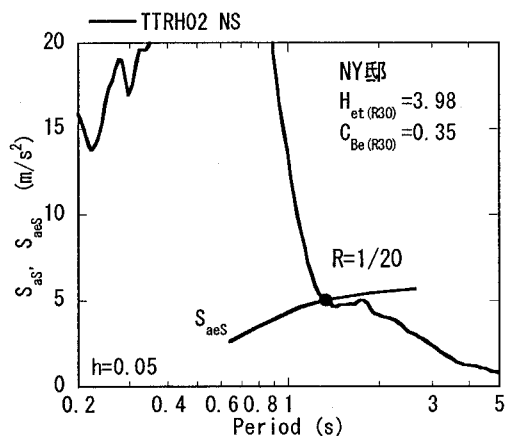


(a) 最大応答変形角 R

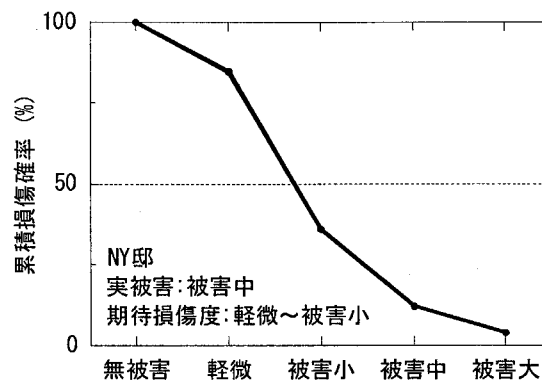


(b) 期待損傷度

図 6.17 IR 邸の地震損傷度予測

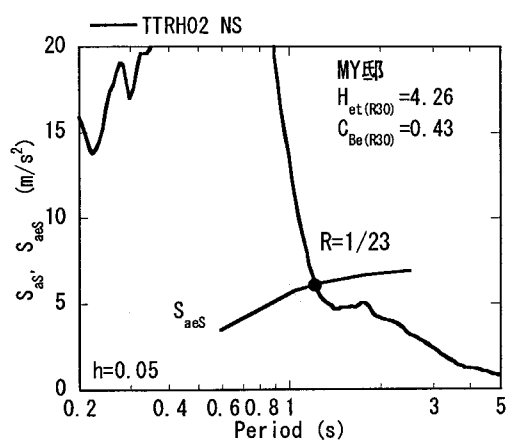


(a) 最大応答変形角 R

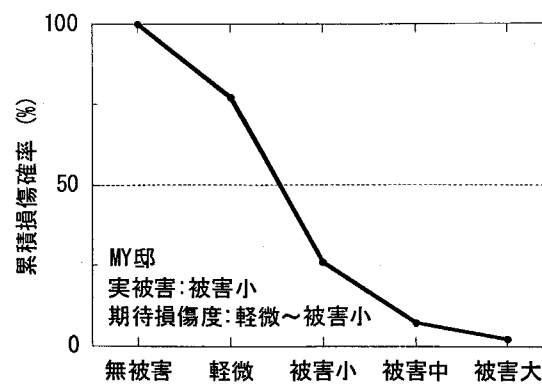


(b) 期待損傷度

図 6.18 NY 邸の地震損傷度予測



(a) 最大応答変形角 R



(b) 期待損傷度

図 6.19 MY 邸の地震損傷度予測

6.6.2 京都市における個別木造建物の地震損傷度予測

現在、京都市では、第3次地震被害想定が行われており、京都市周辺の8つの活断層を対象として、想定地震動が作成されている(図6.20)^{6.14)}。そのうち、琵琶湖西岸断層、花折断層、檜原断層の想定地震動を用いて、京都市中心部に位置するKJ邸を対象に地震損傷度予測を行う。なお、想定地震動は方向の区別はされておらず、1地点で1波が推定されている。

KJ邸は、その概要を図6.21に示すように、EW(張り間)方向に細長く、全面土塗壁などの耐震要素も張り間方向に多く配置されている。限界耐力計算に基づいた耐震性能評価^{6.15)}でも、最大応答変形角1/30rad時の等価1質点系モデルのせん断力係数 $C_{Be(R30)}$ はNS(けた行)方向で0.11、張り間方向で0.42となり、けた行方向の耐力は低くなっている。

(1) 琵琶湖西岸断層の想定地震動に対する地震損傷度予測

まず、琵琶湖西岸断層の想定地震動に対するKJ邸の地震損傷度予測の結果を図6.22に示す。琵琶湖西岸断層の想定地震動では、KJ邸での計測震度は5.8程度となっている。想定地震動に対するKJ邸の最大応答変形角 R は、耐力の低いけた行方向で1/25rad程度となり、期待損傷度は軽微～被害小と予測される。一方、耐力の高い張り間方向では最大応答変形角 R は1/49rad程度であり、期待損傷度は無被害と予測される。そのため、琵琶湖西岸断層の想定地震動に対する期待損傷度の低減を考える場合には、けた行方向の耐力を向上させることで期待損傷度を低減させることが可能であると言えよう。

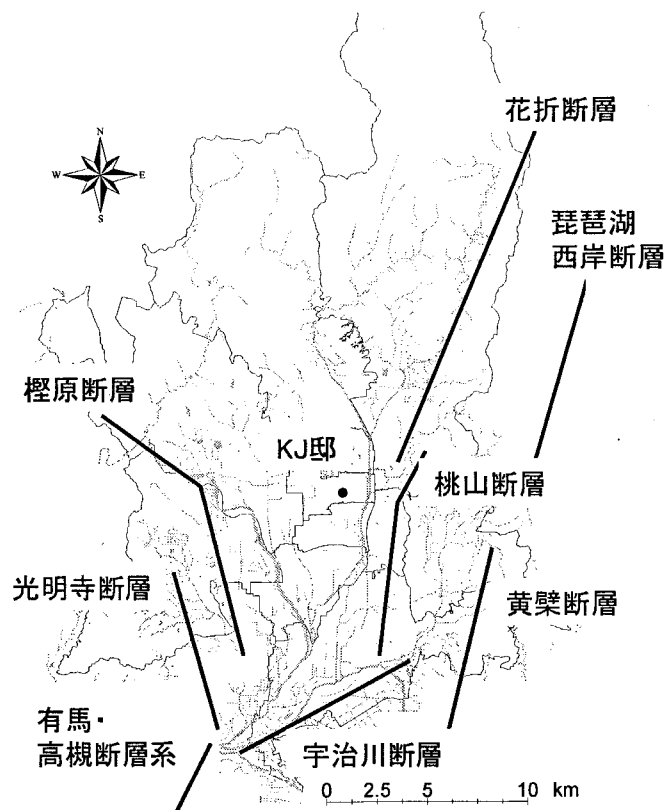


図 6.20 京都市第3次被害想定 of 想定断層^{6.14)}

(2) 花折断層の想定地震動に対する地震損傷度予測

次に、花折断層の想定地震動に対する地震損傷度予測の結果を図 6.23 に示す。花折断層の想定地震動では、KJ 邸での計測震度は 6.5 程度と大きな地震動となっている。そして、KJ 邸の最大応答変形角 R は木造建物の耐力に関わらず、けた行、張り間方向ともに $1/11\text{rad}$ 程度となり、期待損傷度も被害中と変わらない。そのため、花折断層の想定地震動に対する地震損傷度の低減を考える場合には、木造建物の耐力を向上させることが必ずしも期待損傷度の低減に繋がらず、木造建物の変形性能を向上させることが期待損傷度の低減に繋がる可能性も示唆される。

(3) 檜原断層の想定地震動に対する地震損傷度予測

最後に、檜原断層の想定地震動に対する KJ 邸の地震損傷度予測の結果を図 6.24 に示す。檜原断層の想定地震動では、KJ 邸での計測震度は 5.4 程度であり、地震動強さはそれほど大きくない。想定地震動に対する KJ 邸の最大応答変形角 R は張り間方向では、 $1/120\text{rad}$ 以下であり、建物被害の損傷確率は殆ど生じない。そして、けた行方向では、最大応答変形角 R は $1/40\text{rad}$ 程度となり、軽微の損傷確率は 40% 程度生じているが、期待損傷度は無被害となる。しかし、檜原断層の想定地震動に対する地震損傷度予測の結果が地震被害に対する KJ 邸の安全性を保証している訳ではないことに注意する必要がある。

限界耐力計算の簡略法における 1 種地盤の地震動を用いて耐震診断を行った結果では、図 6.25 に示すように、けた行方向では、希に発生する地震動(損傷限界)に対しては最大応答

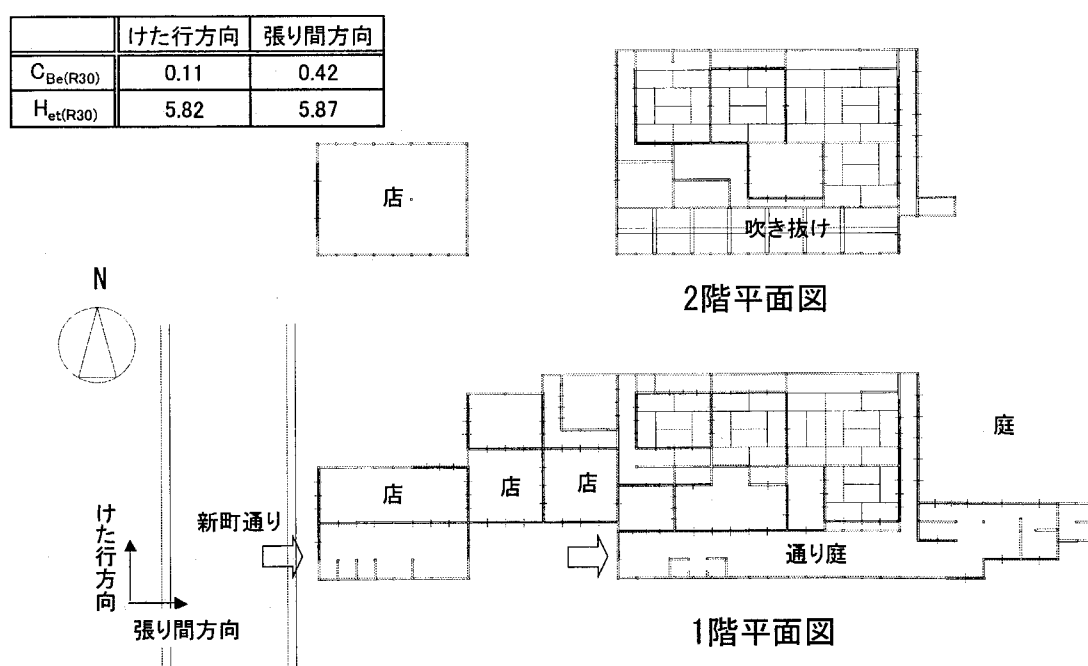
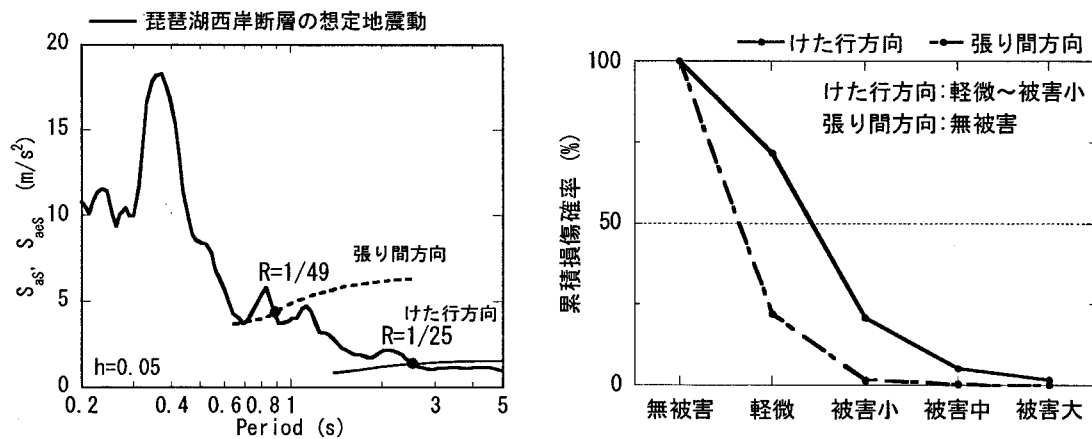


図 6.21 KJ 邸の概要^{6.15)}

変形角 $1/100\text{rad}$ 、極希に発生する地震動(安全限界)に対しては最大応答変形角 $1/10\text{rad}$ となっている。限界耐力計算による耐震診断^{6.2)}に基づいて損傷限界となる最大応答変形角 R を $1/120\text{rad}$ 、安全限界となる最大応答変形角 R を $1/15\text{rad}$ とすると KJ 邸は損傷限界、安全限界ともに満たしておらず、安全性が確保できてない木造建物となる。

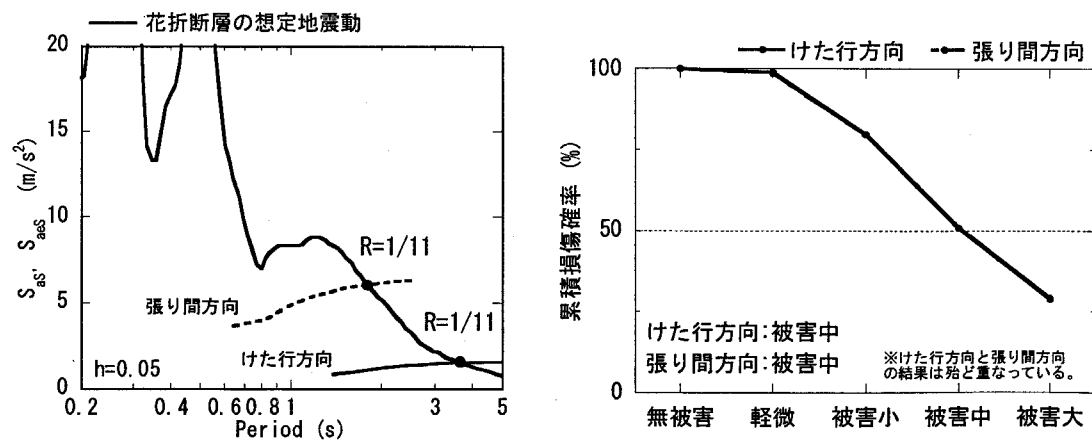
また、逆に、張り間方向では、希に発生する地震動(損傷限界)に対する最大応答変形角は $1/120\text{rad}$ 以下、極希に発生する地震動(安全限界)に対する最大応答変形角は $1/30\text{rad}$ と推定されることから、ある程度耐震性能が保持されていることになる。しかし、図 6.23 に示したように、花折断層の想定地震動に対しては最大応答変形角 R は $1/11\text{rad}$ 程度と推定される。そのため、木造建物の地震被害の低減を考える上では、耐震診断の結果だけでも十分であるとも言えない。



(a) 最大応答変形角 R

(b) 期待損傷度

図 6.22 琵琶湖西岸断層の想定地震動に対する地震損傷度予測



(a) 最大応答変形角 R

(b) 期待損傷度

図 6.23 花折断層の想定地震動に対する地震損傷度予測

(4) 個別木造建物の地震損傷度予測のまとめ

以上の結果から、木造建物の地震被害の低減について以下のことが指摘できる。木造建物に比較的小さな建物被害をもたらすような地震動に対しては、木造建物の耐力を向上させることで建物被害の低減を行うことが可能である。それに対して、木造建物に大きな建物被害をもたらすような地震動に対しては、木造建物の耐力を向上させることが必ずしも建物被害の低減に繋がらず、木造建物の変形性能を向上させることが建物被害の低減に繋がる可能性も示唆される。そして、木造建物の地震被害の低減を考える上では、地震損傷度予測の結果だけで、または耐震診断の結果だけで木造建物の安全性を判断するのではなく、対象木造建物の地震環境なども考慮して総合的に木造建物の安全性を確保していくことが重要と考えられる。

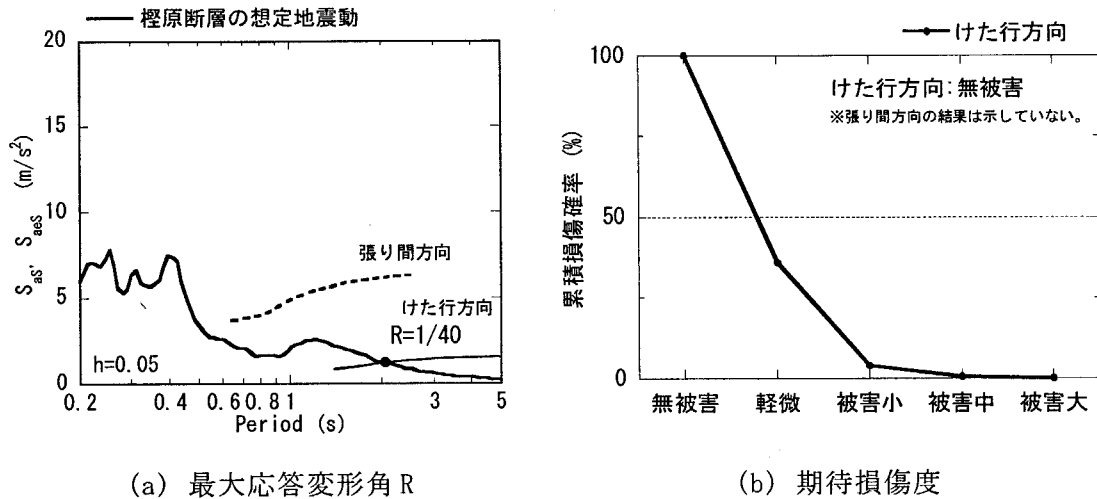


図 6.24 榎原断層の想定地震動に対する地震損傷度予測

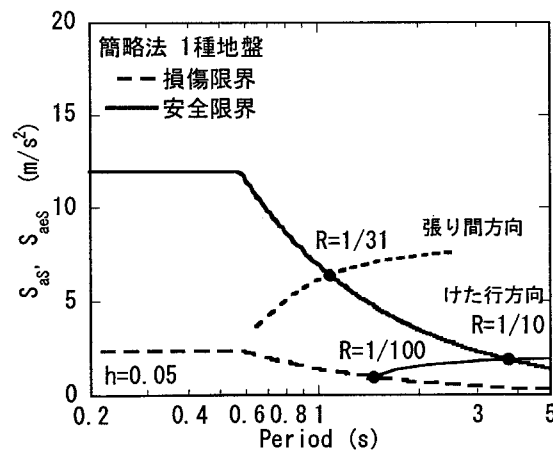


図 6.25 限界耐力計算に基づいた耐震診断の結果(簡略法の1種地盤)

6.7 第6章のまとめ

被害経験に基づいて最大応答変形角から建物被害を予測するための損傷確率曲線を設定し、限界耐力計算による耐震性能評価の結果を用いた木造建物の地震時損傷度予測手法(個別木造建物の地震損傷度予測手法と木造建物群の地震被害予測手法)の提案を行った。

提案した地震損傷度予測手法では、まず、限界耐力計算に基づいた耐震診断の方法を用いて対象木造建物の耐震性能を評価している。次に、耐震性能評価の結果を用いて木造建物をモデル化し、第2章で示した簡略的応答評価手法の性能等価加速度応答スペクトルを用いて、想定地震動に対する木造建物の最大応答変形角を評価する。最後に、近年における木造建物の被害経験に基づいて設定した損傷確率曲線を用いて損傷度を予測する。以上のような枠組みの木造建物の地震時損傷度予測手法を提案した。そして、提案した地震時損傷度予測手法を京都市における個別木造建物に適用し、木造建物の建物被害低減について検討を行った。以下に第6章の主な結論を列挙する。

- 1) 2000年鳥取県西部地震における日野町4地区(安原、下榎、下黒坂、黒坂地区)の木造建物被害率を説明できるように木造建物の損傷確率曲線を設定し、限界耐力計算による耐震性能評価に基づいた地震時損傷度予測手法(個別木造建物の地震損傷度予測手法と木造建物群の地震被害予測手法)を構築した。
- 2) 設定した損傷確率曲線では、木造建物の被害経験(2001年芸予地震、2000年鳥取県西部地震)に基づいた建物被害が発生し始める最大応答変形角(軽微:1/60、被害中:1/25)での各建物被害の損傷確率は10%程度となっている。既往の実験結果に基づいた建物被害が発生する可能性のある最大応答変形角(被害小:1/120、被害中:1/60、被害大:1/30)での各建物被害の損傷確率は1%以下となっている。
- 3) 2000年鳥取県西部地震における江府町、日南町の木造建物被害率および日野町における被災木造建物(個別木造建物)の建物被害は、設定した損傷確率曲線を用いた地震時損傷度予測により概ね説明することができている。
- 4) 木造建物に比較的小さな建物被害をもたらすような地震動の場合には、木造建物の耐力を向上させることで建物被害を低減させることが可能である。
- 5) 木造建物に大きな建物被害をもたらすような地震動の場合には、木造建物の耐力上昇が必ずしも建物被害の低減に繋がらず、木造建物の変形性能を向上させることが建物被害の低減に繋がる可能性も示唆される。

第6章の参考文献

- 6.1) 鈴木祥之, 斉藤幸雄, 檜原健一, 五十子幸樹, 野島千里: 木造軸組の耐震性能評価法—小変形から大変形・倒壊の領域まで評価する限界耐力計算—, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.1523-1528, 2002.11.
- 6.2) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会: 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 学芸出版社, 2004.3.
- 6.3) 林康裕: 性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.651-656, 2002.11.
- 6.4) Alfrede H-S.Ang, Wilson H. Tang 著, 伊藤學, 亀田弘行訳: 土木・建築のための確率・統計の基礎, 丸善株式会社, 1977.
- 6.5) Alfrede H-S.Ang, Wilson H. Tang 著, 伊藤學, 亀田弘行, 黒田勝彦, 藤野陽三訳: 土木・建築のための確率・統計の応用, 丸善株式会社, 1988.
- 6.6) Numerical Recipes in Fortran 77: <http://lib-www.lanl.gov/numerical/bookfpdf.html>.
- 6.7) 岡田成幸, 高井伸雄: 地震被害調査のための建物分類と破壊パターン, 日本建築学会構造系論文集, No.524, 65-72, 1999.10.
- 6.8) 日本建築学会: 2003年7月26日宮城県北部の地震災害調査報告, 2003.8.
- 6.9) 林康裕, 北原昭男, 平山貴之, 鈴木祥之: 2000年鳥取県西部地震の地震動強さの評価, 日本建築学会構造系論文集, No.548, pp.35-41, 2001.10.
- 6.10) 北原昭男, 林康裕, 奥田辰雄, 鈴木祥之, 後藤正美: 2000年鳥取県西部地震における木造建物の構造特性と被害, 日本建築学会構造系論文集, No.561, pp.161-167, 2002.11.
- 6.11) 林康裕, 宮腰淳一: 兵庫県南部地震における被害率曲線, 災害部門PD, 地震動の特性と建築物の被害—経験と予測—, pp.15-20, 1998.
- 6.12) 長谷川浩一, 翠川三郎, 松岡昌志: 地域メッシュ統計を利用した広域での木造建築物群の震害予測—その2 建築年代別木造建築物の被害関数の作成と震害予測例—, 日本建築学会構造系論文集, No.505, pp.53-59, 1998.3.
- 6.13) 宮腰淳一, 林康裕, 福和伸夫: 建物被害データに基づく各種の被災度指標の対応関係の分析, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.46B, pp.121-134, 2000.
- 6.14) 京都市: 京都市第3次地震被害想定報告書, 2003.10.
- 6.15) 須田達, 新居藍子, 森井雄史, 林康裕, 鈴木祥之: 京町家の構造特性評価に関する研究 その2 限界耐力計算に基づく耐震性能評価法の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), C-1 構造Ⅲ, pp.255-256, 2004.9.

第7章 結論

7.1 本論文のまとめ

本論文では、木造建物の被害経験に基づいて最大応答変形角と建物被害との関係(損傷確率曲線)を設定し、木造建物の耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法(個別木造建物の地震損傷度予測手法と木造建物群の地震被害予測手法)の構築を目的として研究を行った。

まず、第2章では、想定地震動に対する木造建物の応答評価に用いている地盤と木造建物の簡略的応答評価手法を提案した。次に、第2章で提案した簡略的応答評価手法の有効性の検証と被害経験に基づいた最大応答変形角と建物被害との関係を把握するために、第3章～第5章では、近年の被害地震における木造建物被害について分析した。第3章では、木造建物の地震被害要因が木造建物応答・被害に及ぼす影響についてパラメータ解析を行うとともに、近年の被害地震における木造建物被害の要因分析も含めて定性的な分析を行った。そして、第4章では、2001年芸予地震の木造建物被害を対象として、第5章では、2000年鳥取県西部地震の木造建物被害を対象として、最大応答変形角と建物被害との関係について定量的に分析を行った。最後に、第6章では、木造建物の被害経験に基づいて最大応答変形角から建物被害を予測するための損傷確率曲線を設定し、木造建物の耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法を提案した。以下に本論文の結論をまとめて示す。

第2章では、木造建物の地震被害要因となる表層地盤への入射地震動特性、表層地盤の地震動増幅特性および木造建物の耐震性能が木造建物の応答・被害に及ぼす影響についての考察を容易とする表層地盤と木造建物の簡略的応答評価手法を提案した。

簡略的応答評価手法では、表層地盤を2層地盤モデル、木造建物を1質点系モデルで表している。そして、表層地盤への入射地震動を解放基盤面露頭波として設定し、表層地盤と木造建物の応答はともに応答スペクトル法に基づいて評価している。

第3章では、第2章で提案した簡略的応答評価手法を用いて、表層地盤への入射地震動特性、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物の応答・被害に及ぼす影響と、木造建物の耐震性能による被害の違いについて、パラメータ解析を行うとともに、近年の被害地震における木造建物被害の要因分析を含めて定性的な分析を行った。

表層地盤への入射地震動特性では、周期1～3秒のスペクトル特性が木造建物応答や被害に対して大きく影響する。表層地盤の地震動増幅特性による木造建物応答や被害の差は、建物被害の観点から見れば、耐力の高い木造建物の場合に、より顕著に現れる場合がある。2001年芸予地震の被災地や1995年兵庫県南部地震時における京都市の木造建物被害のように、表層地盤への入射地震動特性の最大速度レベルが比較的小さい場合には、弾性時の表層地盤の1次固有周期や地盤物性、木造建物の耐震性能やそれらの組み合わせ等の微妙な条

件の差によって、被害発生の有無や被害要因に差が生じる可能性があることが示唆される。1995年兵庫県南部地震の震度VII地域や2000年鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害を分析する上では、建物耐力よりも変形性能の評価が重要であると推察され、木造建物被害の定量的解釈を行うためには、変形性能に関する実証データの蓄積が必要と考えられる。

第4章では、2001年芸予地震の際に外壁のひび割れなどの比較的小さな構造被害が多数の木造建物に生じた三原市内の地域(被害多数地域)を対象として、木造建物に比較的小さな構造被害が発生する条件(被害が発生する地震動強さと木造建物の最大応答変形角)の定量的評価を目的として検討を行った。

比較的小さな構造被害が多数の木造建物に見られた地域では、木造建物の最大応答変形角は $1/60 \sim 1/50$ rad程度となっている。それに対して、被害があまり見られなかった地域(被害多数地域の北側)では $1/60$ rad以下となり、木造建物に比較的小さな構造被害が発生し始める最大応答変形角は $1/60$ rad程度と推定される。そして、推定地震動の最大地動加速度(PGA)分布、最大地動速度(PGV)分布、 $(PGA \cdot PGV)^{0.5}$ の分布を用いても、木造建物の被害分布を説明する事はできておらず、木造建物の被害多数地域を説明する上では、地震動のスペクトル特性を考慮した評価も必要である。そのため、比較的小さな構造被害が発生し始める程度の地震動強さレベルでは、建物被害は被害発生部位(屋根瓦や壁など)や地震動の卓越周期等によって建物被害と相関の高い地震動強さ指標が変化することが再確認された。従って、最大地動速度などの単一の地震動強さ指標を用いた被害率曲線から木造建物の地震被害予測を行う場合にも、この点に十分に注意する必要がある。

第5章では、2000年鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害を対象として、同町に入力した地震動特性について分析するとともに、限界耐力計算による耐震性能評価に基づいた木造建物の応答評価結果から被災木造建物の最大応答変形角と建物被害との関係について定量的な分析を行った。

鳥取県西部地震の震源域である日野町内でも最大地動速度には差が見られ、最大地動速度は安原地区～黒坂地区の範囲で急増している。そのため、この範囲に位置するKiK-net観測点TTRH02以外の強震記録で、安原地区～黒坂地区の木造建物被害の検証を行う場合には、木造建物の耐震性能を過小評価することになる。そして、建物被害が大きかった下榎、黒坂地区の木造建物にKiK-net観測点TTRH02と同レベルの地震動が入力していたと考えた場合でも、下榎、黒坂地区の木造建物被害に倒壊がなかった事実と矛盾していない。限界耐力計算に基づいた耐震性能評価の結果を用いて行った木造建物の応答評価結果は、被災木造建物の建物被害を概ね説明できており、被害中の建物被害では最大応答変形角は $1/25 \sim 1/20$ rad程度と推定される。

第6章では、木造建物の被害経験に基づいて、最大応答変形角から建物被害を予測する損傷確率曲線を設定し、木造建物の耐震性能を考慮した地震時損傷度予測手法(個別木造建物

の地震損傷度予測手法と木造建物群の地震被害予測手法)を構築した。そして、2000年鳥取県西部地震の木造建物被害と京都市の個別木造建物を対象として、地震時損傷度予測を行った。

設定した損傷確率曲線では、木造建物の被害経験(2001年芸予地震、2000年鳥取県西部地震)に基づいた建物被害が発生し始める最大応答変形角(軽微:1/60rad、被害中:1/25rad)での各建物被害の損傷確率は10%程度、既往の実験結果に基づいた建物被害が発生する可能性のある最大応答変形角(被害小:1/120rad、被害中:1/60rad、被害大:1/30rad)での各建物被害の損傷確率は1%以下となっている。設定した損傷確率曲線を用いた個別木造建物の地震損傷度予測の結果は、2000年鳥取県西部地震における被災木造建物の建物被害を概ね説明できている。そして、京都市における個別木造建物の地震損傷度予測の結果から木造建物の地震被害の低減について考えると、木造建物に比較的小さな建物被害をもたらすような地震動の場合には、木造建物の耐力を向上させることで建物被害を低減することが可能である。一方、木造建物に大きな建物被害をもたらすような地震動の場合には、木造建物の耐力上昇が必ずしも建物被害の低減に繋がらず、木造建物の変形性能を向上させることが建物被害の低減に繋がる可能性も示唆される。

以上より、本論文の成果は、木造建物の地震被害経験に基づいて最大応答変形角から建物被害を予測する損傷確率曲線を設定し、木造建物の耐震性能を考慮できる地震時損傷度予測手法を構築したことである。

7.2 今後の課題

最後に、本論文の成果から木造建物の地震時損傷度予測手法に関する今後の課題について示す。本論文で提案した木造建物の地震時損傷度予測手法の枠組みは、すべての木造建物に利用可能であると考えている。しかし、本論文で設定した建物被害を予測する損傷確率曲線は、2000年鳥取県西部地震の木造建物被害を説明できるように設定したものである。そのため、2000年鳥取県西部地震の被災木造建物のような伝統的軸組構法の木造建物に対する損傷確率曲線となる。

従来から指摘されているように、木造建物は構造特性(構法)によって耐震性能(耐力や変形性能)が大きく異なる。特に、建物被害を考える上では、木造建物の変形性能が構造特性によって変化すると考えられる。2001年芸予地震に見られたような外壁のひび割れといった比較的小さな建物被害の場合には、木造建物の構造特性の影響は少なく、比較的小さな建物被害は同様の最大応答変形角で発生し始めるものと考えられる。しかし、2000年鳥取県西部地震に見られたような大きな建物被害の場合には、木造建物の構造特性による影響も大きく、最大応答変形角と建物被害との関係も大きく変化すると考えられる。つまり、同様の最大応答変形角であっても木造建物に生じる建物被害は大きく異なる可能性が

高い。また、蟻害・腐朽といった生物劣化や経年劣化によっても木造建物の変形性能は変化し、最大応答変形角と建物被害との関係(損傷確率曲線)も変化する可能性がある。従って、木造建物の地震時損傷度予測を行う上では、木造建物の構造特性による変形性能の違いや蟻害・腐朽による変形性能の変化を把握し、木造建物の構造特性や蟻害・腐朽の影響を考慮できる損傷確率曲線を構築していく必要がある。また逆に、木造建物の地震被害低減を考える上では、耐震補強の効果も考慮できる損傷確率曲線を構築していくことも必要であると考えられる。

本論文で設定した損傷確率曲線では、最大応答変形角に対する建物被害のばらつきは兵庫県南部地震の被害率曲線を参考に、被害経験に基づいた最大応答変形角と建物被害との関係と既往の実験結果に基づいた最大応答変形角と建物被害との関係から仮定したものである。地震被災地域では、自治体による罹災証明や研究者による全数被害調査が行われ、木造建物被害率は把握されている。そして、建物被害が生じた木造建物の耐震性能や構造特性に関する調査も行われている。しかし、木造建物への入力地震動を推定し、木造建物の耐震性能を把握した上で、建物応答と建物被害との関係について分析された例はあまりなく、木造建物への入力地震動特性と木造建物の耐震性能と建物被害とをセットとした資料は数少ない。最大応答変形角に対する建物被害のばらつきを評価するためには、そのような統計的資料は不可欠であり、木造建物の耐震性能および構造特性を把握した上で、入力地震動特性と建物応答との関係および建物応答と建物被害との関係について整合性のある資料を蓄積していく必要がある。また、そのような資料を蓄積し、入力地震動特性と建物応答との関係および建物応答と建物被害との関係について明らかにしていくことは、高精度な木造建物の地震時損傷度予測を行うだけでなく、木造建物の耐震補強や性能設計を行う上でも重要な課題である。

発表論文一覧

全文審査論文

- 1) T.Fujiwara, K.Fukumoto, K.Matsunami and T.Morii: Estimation of Seismic Hazard in Hikone City Based on Observation Network Data from Shiga Prefecture, Japan., Journal of Natural Disaster Science., Volume22. Number2. 2000., pp.97-103, 2001.3.
- 2) K.Matsunami, T.Morii, Y. Okamoto and T. Fujiwara: Local Site Amplification and Damage to Wooden Houses in Shimoenoki, Tottori, Japan, by the 2000 Western Tottori Earthquake., Earth Planets Space., Vol.54, pp.861-870, 2002.
- 3) 森井雄史, 林 康裕, 鈴木祥之: 観測記録に基づく京都市域の地震動特性に関する研究, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.29-34, 2002.11.
- 4) 岡本祐果, 森井雄史, 藤原悌三, 松波孝治: 鳥取県西部地震による日野町下榎地区の本震推定と木造被害, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.601-604, 2002.11.
- 5) 林 康裕, 森井雄史, 鬼丸貞友, 吉川正隆: 限界耐力計算法における地盤増幅係数評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.567, pp.41-45, 2003.5.
- 6) 森井雄史, 林 康裕: 表層地盤の地震動増幅特性と入射地震動特性が木造建物応答に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, No.568, pp.75-82, 2003.6.
- 7) 森井雄史, 林 康裕: 2000年鳥取県西部地震における日野町の地震動特性の分析, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.50B, pp.485-490, 2004.3.
- 8) 森井雄史, 林 康裕: 2001年芸予地震における三原市の地震動推定と木造住宅被害の分析, 日本建築学会構造系論文集, No.584, pp.65-71, 2004.10.

梗概審査論文

- 1) T.Morii and Y.Hayashi: A Study on Damage Concentration of Wooden Houses During the 2001 Geiyo Earthquake of Japan., Paper No.1377, 13th WCEE., 2004.8.

その他

- 1) 松波孝治, 藤原悌三, 森井雄史, 岡本祐果: 日野町下榎地区の木造家屋被害と地盤の地震動増幅特性, 月刊地球 / 号外 No.38, pp.209-214, 2002.9.
- 2) 林 康裕, 森井雄史: 建物の地震被害から見た強震動評価, 地震災害軽減のための強震動予測マスターモデルに関する研究第2回シンポジウム論文集, pp.155-158, 2003.

梗概

- 1) 藤原悌三, 福本和正, 小林正実, 森井雄史: 滋賀県における地震応答観測システムと観測結果の考察, 第4回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, pp.601-604, 1999.10.
- 2) 森井雄史, 藤原悌三, 福本和正: 滋賀県における表層地盤特性と彦根市の地震被害予測, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2000.6.
- 3) T.Fujiwara, K.Fukumoto, K.Matsunami, M.Kobayashi and T.Morii: Soil Condition and Seismic Characteristics in Shiga Prefecture, Japan., 8th International Symposium on Natural and Technological Hazards., Tokushima Shikoku Japan, HAZARDS 2000., pp.114-115, 2000.5.
- 4) 森井雄史, 藤原悌三, 福本和正: 観測データに基づく地震被害予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.91-92, 2000.9.
- 5) 松波孝治, 藤原悌三, 福本和正, 森井雄史, 岡本祐果: 3次元地震アレー観測記録を用いた彦根市域の基盤深度とサイト特性, 第19回日本自然災害学会学術講演会講演概要集, pp.65-66, 2000.12.
- 6) 小林正実, 藤原悌三, 福本和正, 伊藤雅智, 森井雄史, 中野 要, 岡本祐果: 日野町下榎地区木造住宅の動特性と被害率—平成12年鳥取県西部地震調査報告(その1)—, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第24巻, pp.367-370, 2001.3.
- 7) 松波孝治, 藤原悌三, 森井雄史, 岡本祐果: 震源近傍における余震観測と微動計測による震動特性評価—平成12年鳥取県西部地震調査報告(その2)—, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第24巻, pp.371-374, 2001.3.
- 8) 松波孝治, 森井雄史, 岡本祐果, 藤原悌三: 日野町下榎地区のサイト増幅特性—2000年鳥取県西部地震調査報告(その1)—, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東京), pp.155-156, 2001.9.
- 9) 岡本祐果, 森井雄史, 小林正実, 松波孝治, 藤原悌三: 日野町下榎地区における木造建物の動特性と被害分布—2000年鳥取県西部地震調査報告(その2)—, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東京), pp.157-158, 2001.9.
- 10) 小林正実, 藤原悌三, 森井雄史: 2001年芸予地震による呉市本通及び河内町の木造建物被害, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東京), pp.173-174, 2001.9.
- 11) 森井雄史, 松波孝治, 岡本祐果, 藤原悌三: 日野町下榎地区における観測記録に基づく本震推定, 第20回日本自然災害学会学術講演会講演概要集, pp.41-42, 2001.10.
- 12) 岡本祐果, 森井雄史, 松波孝治, 藤原悌三: 日野町下榎地区における木造建物の被害と動特性, 第20回日本自然災害学会学術講演会講演概要集, pp.13-14, 2001.10.
- 13) 森井雄史, 岡本祐果, 松波孝治, 藤原悌三: 2000年鳥取県西部地震による日野町下榎地区の強震動推定と地震被害, 第一回日本地震工学研究発表・討論会梗概集, p.81, 2001.11.

- 14) 森井雄史, 林 康裕, 鈴木祥之: 観測記録に基づく京都市域の地震動増幅特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), B-2 構造Ⅱ, pp.231-232, 2002.8.
- 15) 吉川正隆, 林 康裕, 鬼丸貞友, 森井雄史: 限界耐力計算法における地盤増幅係数 G_s に関する研究(その1) 略算式の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), B-1 構造Ⅰ, pp.36-37, 2002.8.
- 16) 鬼丸貞友, 林 康裕, 吉川正隆, 森井雄史: 限界耐力計算法における地盤増幅係数 G_s に関する研究(その2) 実地盤への適用例, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), B-1 構造Ⅰ, pp.37-38, 2002.8.
- 17) 森井雄史, 林 康裕: 表層地盤の地震動増幅特性と入射地震動特性が木造家屋被害に及ぼす影響, 第12回地域安全学会研究発表会, 2002.11.
- 18) 林 康裕, 森井雄史: 表層地盤の地震動増幅特性と入射地震動特性が木造建物応答に及ぼす影響, 第38回地盤工学研究発表会平成15年度発表講演集, pp.2107-2108, 2003.8.
- 19) 森井雄史, 林 康裕: 鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害の分析(その1) 強震動特性の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), B-2 構造Ⅱ, pp.67-68, 2003.9.
- 20) 須田 達, 林 康裕, 森井雄史: 鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害の分析(その2) 木造建物の耐震性能の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), B-2 構造Ⅱ, pp.69-70, 2003.9.
- 21) 林 康裕, 森井雄史, 北原昭男, 村上ひとみ: 鳥取県西部地震における日野町の木造建物被害の分析(その3) 木造住宅の復旧過程と被害程度の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), B-2 構造Ⅱ, pp.71-72, 2003.9.
- 22) 森井雄史, 林 康裕: 2001年芸予地震における三原市の地震動と構造物被害の解釈, 第22回日本自然災害学会学術講演会講演概要集, pp.41-42, 2003.9.
- 23) 林 康裕, 森井雄史, 中村 仁, 村上ひとみ, 後藤正美, 鈴木祥之: 2003年7月26日宮城県北部地震の木造建物被害調査 その1 地震動特性と被害, 日本地震工学会大会-2003梗概集, pp.特140-特141, 2003.11.
- 24) 向坊恭介, 森井雄史, 須田 達, 長能正武, 林 康裕, 鈴木祥之: 2003年7月26日宮城県北部地震の木造建物被害調査 その2 木造建物及び地盤の振動特性, 日本地震工学会大会-2003梗概集, pp.特142-特143, 2003.11.
- 25) 須田 達, 森井雄史, 林 康裕, 鈴木祥之: 地震被害に基づく木造建物の限界変形性能の評価(2000年鳥取県西部地震に基づく検討事例), 日本地震工学会大会-2003梗概集, pp.32-33, 2003.11.
- 26) 向坊恭介, 林 康裕, 森井雄史, 鈴木祥之: 常時微動計測に基づく公団住宅の振動特性の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-2 構造Ⅱ, pp.637-638, 2004.9.

- 27) 清水秀丸, 林 康裕, 森井雄史, 向坊恭介, 鈴木祥之 : 2003 年 7 月 26 日宮城県北部の地震における被災木造住宅の耐震性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-2 構造Ⅱ, pp.1089-1090, 2004.9.
- 28) 森井雄史, 林 康裕 : 2001 年芸予地震における三原市の木造住宅被害の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-2 構造Ⅱ, pp.1101-1102, 2004.9.
- 29) 須田 達, 新居藍子, 森井雄史, 林 康裕, 鈴木祥之 : 京町家の構造特性評価に関する研究 その 2 限界耐力計算に基づく耐震性能評価法の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), C-1 構造Ⅲ, pp.255-256, 2004.9.
- 30) 林 康裕, 森井雄史, 鈴木祥之 : 京町家の耐震診断用地震荷重, 日本地震工学会大会－2004 梗概集, pp.136-137, 2005.1.
- 31) 須田 達, 森井雄史, 林 康裕, 鈴木祥之 : 京町家の構造詳細調査に基づく耐震性能評価, 日本地震工学会大会－2004 梗概集, pp.138-139, 2005.1.
- 32) 森井雄史, 林 康裕 : 木造建物の耐震診断結果に基づく地震時損傷度予測に関する研究, 日本地震工学会大会－2004 梗概集, pp.142-143, 2005.1.

謝辞

本論文は、京都大学大学院博士課程の3年間に於いて行った木造建物の地震時損傷度予測に関する研究をまとめものである。本論文をまとめるにあたり数多くの方にご指導、ご鞭撻を頂きました。

京都大学防災研究所 教授 鈴木祥之 博士には、滋賀県立大学からの編入学を受け入れて頂くとともに、自由な研究環境を与えて頂き、ご指導、ご鞭撻を頂きました。また、海外留学や学会での研究発表など数多くの貴重な経験をさせて頂きました。ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科 教授 林 康裕 博士には、ほぼ毎日、我慢強くご指導して頂くとともに、数多くの議論を重ねて頂き、研究に対する考え方や姿勢を教えて頂きました。また、数多くの計測や調査などの機会を与えて頂き、研究を進める上での貴重な経験をさせて頂きました。ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

筆者が本論文をまとめることができたのも鈴木祥之 博士、林 康裕博士のご指導によるものです。改めて、感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

京都大学防災研究所 教授 中島正愛 博士には、学位審査にあたり、貴重な御時間を割いて頂くとともに、適切なご指導、多くのご助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

滋賀県立大学環境科学研究科 教授 藤原悌三 博士には、滋賀県立大学時代に、博士論文をまとめる契機となった地震被害予測という研究に携わる機会を与えて頂きました。また、筆者の京都大学への編入学に際してご助力頂くとともに、今日まで数多くのご指導、ご助言を頂きました。ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

京都大学防災研究所 産学官連携研究員 清水秀丸 博士、木四郎建築設計室 須田 達 氏、京都大学大学院 向坊恭介 氏には、本論文をまとめるに際して、各研究分野の立場から議論に参加して頂くとともに、木造建物の耐震診断、微動計測などにご助力、ご協力を頂きました。ここに深く感謝致します。

研究室の皆様には、本論文に関する観測や計測といった研究に関するご助力、ご協力を頂いただけでなく、過ごしやすい環境を与えて頂きました。ここに深く感謝致します。

最後に、数多くの支援を頂くとともに、温かく見守って頂きました両親に心から感謝致します。

2005 年 3 月

森 井 雄 史